



Tielaitos

Pauli Vepsäläinen ja Olli Arkima

Tiepenkereen holvautuminen

Loppuraportti



**Tielaitoksen
tutkimuksia**

4/1992

Helsinki 1992

**Tiehallitus
Geopalvelukeskus**

Tielaitoksen tutkimuksia
4/1992

Pauli Vepsäläinen ja Olli Arkima

Tiepenkereen holvautuminen

Loppuraportti

Tielaitos
Tiehallitus, geopalvelukeskus

Helsinki 1992

ISBN 951-47-6519-2
ISSN 0788-3706
TIEL 3100005
Valtion painatuskeskus
Helsinki 1992

Julkaisua myy
Tiehallitus, painotuotevarasto
Telefax (90) 1487 2698

Tielaitos

Tiehallitus
Opastinsilta 12 A
PL 33
00521 HELSINKI
Puh. vaihde (90) 148 721

Asiasanat holvautuminen, tiepenger, sementtipilari

Tiivistelmä

Vuonna 1989 aloitettiin tiepenkereen holvautumista koskeva tutkimusprojekti. Tämän puitteissa rakennettiin Paimion Tammisilta neljän instrumentoidun koepenkereen ryhmä. Kolmen koepenkereen maapohja vahvistettiin syvästabiloimalla sementtipilareilla, joiden k/k-välit olivat 1.4 m, 1.2 m ja 1.0 m. Lisäksi rakennettiin yksi maanvarainen koepenger vertailua varten.

Keväällä 1989 jo ennen koepenkereiden rakentamista käynnistettiin penkereiden holvautumista koskeva teoreettinen tutkimus. Kirjallisuusselvityksiä, analyttisiä laskentamenetelmiä ja tietokonesimulaatioita sisältävä tutkimusraportti valmistui vuonna 1990. Raportissa esitettiin myös ensimmäiset laskentaennusteet Paimion koepenkereiden käyttäytymisestä.

Paimion koepenkereiden rakentamisesta, laadunvalvonnasta, instrumentoinnista ja mittauksista laadittiin tekninen raportti keväällä 1991. Samassa yhteydessä esitettiin myös siihenastiset mittaustulokset.

Tiepenkereiden holvautumista koskevan loppuraportin laadinta aloitettiin syksyllä 1991. Tähän sisältyy yhteenveto kaikista Paimion koepenkereiden mittaustuloksista ja teoreettisessa tutkimusraportissa esitettyjen ensimmäisten laskentaennusteiden vertailu mittaustulosten kanssa. Vertailun perusteella suoritettiin tarkistuslaskelmat käyttäen Cambridgen yliopistosta peräisin olevaa tietokoneohjelmaa CRISP-90. Raportissa esitetään tietokonesimulaatioiden tulokset ja vertailut koepenkereiden mittaustulosten kanssa.

CRISP-90 -laskelmien ja mittaustulosten perusteella on tehty johtopäätöksiä syvästabiloidulle maapohjalle perustettujen penkereiden mekaanisesta käyttäytymisestä. Maapohjan, sementtipilareiden ja tiepenkereen välisen keskinäisen yhteistoiminnan on havaittu olevan erittäin monimutkaista. Oleellisia mekaanisia ilmiöitä tässä ajasta riippuvassa yhteistoiminnassa on arvioitu olevan pengermateriaalin holvautuminen ja tästä aiheutuva kuormien ja jännitysten jakautuminen pilareille ja maapohjaan sekä maapohjan konsolidoituminen ja pilareiden viskoplastinen käyttäytyminen.

Loppuraportissa on tehty teoreettisia ja vertailevia arvioita nykyisistä mitoitus- ja suunnittelumenetelmistä sekä esitetty suosituksenomaisia ohjeita mitoitusta ja suunnittelua varten. Syvästabiloinnin osalta on tärkeimmäksi mitoitukseen ja suunnitteluun liittyväksi epävarmuutta aiheuttavaksi tekijäksi arvioitu vielä tällä hetkellä pilareiden epähomogeenisuus, jota voidaan parantaa vain työmenetelmiä kehittämällä.

VEPSÄLÄINEN, Pauli, ARKIMA, Olli, The arching of road embankments. Final report [Holvautuminen, tiepenger, sementtipilari] Helsinki 1992, Finnish National Road Administration. Research Report 4/1992. 163 p., 8 app. ISBN951-47-6519-2. ISSN 0788-3706. TIEL 3100005.

Key words arching, embankment, cement column

Abstract

The research project on the arching of road embankments was started in 1989 by the Finnish Road and Waterways Administration. Connected with the project a group of four instrumented trial embankments was built in Paimio, Finland. Underneath three of the embankments the soil was reinforced with cement columns. For the centre distance of the columns was chosen 1.0, 1.2 and 1.4 meters. In addition, one trial embankment was built as it was on soft clay by way of comparison.

In the spring 1989, before the construction of the trial embankments, a theoretical research on the arching of embankments was started. A paper was published in 1990 on literary studies, analytical methods and computer simulations. The first calculated predictions of the behaviour of Paimio trial embankments were presented, as well.

A technical report of the construction, quality control and instrumentation of Paimio trial embankments was produced in the spring 1991. Coupled therewith, the results of the field measurements up to that time were presented.

The framing of this final report of the arching of road embankment was started in the autumn 1991. The paper includes a summary of all field measurements of Paimio trial embankments and a comparison of these results to the first calculated predictions presented in the theoretical paper. Based on the comparisons more accurate calculations were made by using the computer program CRISP-90 from Cambridge University, United Kingdom. The results of these computer simulations and comparisons with measured results are presented in this paper.

Based on the calculations with CRISP-90 and the field measurements there has been made conclusions of the mechanical behaviour of embankments founded on deep-stabilized ground. The cooperation of the ground with cement columns and embankment has been found to be particularly complex. As fundamental mechanical phenomena in this time-dependent process were considered the arching of embankment - and due to this the distribution of loads and forces to the columns and the ground - together with the consolidation of clay and the viscous-plastic behaviour of columns.

In this final report both theoretical and comparative judgements have been made considering the present methods of design. Some recommendation-like instructions for the dimensioning and design have been presented, as well. What becomes to the deep-stabilization the most doubtful factor considering the design at present is the inhomogeneity of the columns. This can only be eliminated by developing the construction methods.

Alkusanat

Tämä raportti on loppuraportti tutkimushankkeesta, jossa on selvitetty syvästabiloidulle tai paalutetulle maapohjalle perustetun tiepenkereen käyttäytymistä. Tutkimushanke sisältää sekä teoreettisen osan että kokeellisen osan.

Teoreettiset tarkastelut on esitetty ensimmäisessä raportissa, joka julkaistiin vuonna 1990 Tielaitoksen selvityksiä -sarjassa (TIEL 703343) nimellä "Tiepenkereen holvautuminen. Teoreettinen osa".

Kokeellinen osa aloitettiin vuonna 1989 rakentamalla koepenger moottori-tieksi suunniteltavan valtatie 1:n tulevalle tiealueelle Paimioon. Savikolle tehty koepenger perustettiin sementtipilareille ja instrumentoitiin mm. jännitys- ja siirtymämittauslaittein. Koepenkereen rakentamista, laadunvalvontaa ja mittauksia käsittelevä raportti valmistui 1991.

Loppuraportissa on yhteenveto tutkimushankkeesta ja siinä on analysoitu koepenkereen käyttäytymistä sekä arvioitu nykyistä suunnittelukäytäntöä ja annettu suorituksenomaisia ohjeita syvästabiloinnin ja pengerpaalutuksen suunnitteluun.

Tutkimushankkeen tilaaja on tiehallituksen geopalvelukeskus. Rahoittajat ovat geopalvelukeskus ja Turun tiepiiri. Työn suorituksesta ovat vastanneet insinööritoimisto Y-Suunnittelussa tekn.lis. Pauli Vepsäläinen ja dipl.ins. Olli Arkima. Tilaajan puolelta työtä ovat valvoneet dipl.ins. Pentti Salo ja dipl.ins. Aarno Valkeisenmäki.

Helsinki 15.6.1991

Geopalvelukeskus

Sisältö

1 KOEPENKEREEN RAKENTAMINEN JA INSTRUMENTOINTI	9
1.1 Koepengeralueen sijoitus ja maaperä	9
1.2 Koepenkereen rakentaminen	9
1.2.1 Koepenkereen rakennussuunnitelma	9
1.2.2 Laadunvalvonta	10
1.2.3 Koepenkereen rakennusvaiheet	10
1.3 Instrumentointi	11
1.3.1 Pohjavedenpinnan havaintoputket	11
1.3.2 Huokosveden mittauskärjet	11
1.3.3 Maakerrosten vertikaalimittausputket	12
1.3.4 Betonirakenteiset painumatarkistimet	12
1.3.5 Teräsrakenteiset painumatarkistimet	12
1.3.6 Maanpaineanturit	12
2 MITTAUSTULOKSET, YHTEENVETO	14
2.1 Painumamittaustulokset	14
2.1.1 Maanvarainen koepenger (penger nro 4)	14
2.1.2 Koepenger 1, sementtipilarit k/k 1.4 m	14
2.1.3 Koepenger 2, sementtipilarit k/k 1.2 m	15
2.1.4 Koepenger 3, sementtipilarit k/k 1.0 m	15
2.1.5 Painumamittausten yhteenveto	15
2.2 Pohjavedenpinta	15
2.3 Huokosvedenpaineen mittaustulokset	16
2.3.1 Maanvarainen koepenger (penger nro 4)	16
2.3.2 Koepenger 1, sementtipilarit k/k 1.4 m	16
2.3.3 Koepenger 2, sementtipilarit k/k 1.2 m	16
2.3.4 Koepenger 3, sementtipilarit k/k 1.0 m	16
2.3.5 Yhteenveto huokosvedenpaineen mittauksista	16
2.4 Maanpaineen mittaustulokset	17
2.4.1 Maanvarainen koepenger (penger nro 4)	17
2.4.2 Koepenger 1, sementtipilarit k/k 1.4 m	17
2.4.3 Koepenger 2, sementtipilarit k/k 1.2 m	18
2.4.4 Koepenger 3, sementtipilarit k/k 1.0 m	19
2.4.5 Yhteenveto maanpainemittauksista	19
2.5 Vertikaalisiirtymämittaukset	19
2.6 Kuvaluettelo	20
3 MITTAUSTULOSTEN VERTAILU TEOREETTISEN OSAN 1990 KANSSA	49
3.1 Painumat	49
3.2 Huokosylipaineet	49
3.3 Maanpaineet	50
3.4 Kuvaluettelo	50

4 VERTAILULASKELMIEN TARKENNUS	60
4.1 Vertailulaskelmien tavoite	60
4.2 Lähtötiedot ja parametrit	60
4.2.1 Elementtityypit ja materiaaalimallit	60
4.2.2 Laskentaparametrit	60
4.2.3 Elementtiverkko ja laskentamalli	62
4.3 Laskentatulokset	63
4.3.1 Maanvarainen koepenger (penger nro 4)	63
4.3.2 Koepenger 1, sementtipilarit k/k 1.4 m	63
4.3.3 Koepenger 2, sementtipilarit k/k 1.2 m	64
4.3.4 Koepenger 3, sementtipilarit k/k 1.0 m	65
4.4 Laskentatulosten vertailu havaintoihin	66
4.4.1 Painumat	66
4.4.2 Huokosylipaineet	67
4.4.3 Maanpaineet	67
4.5 Yhteenveto	68
4.5.1 Maanvarainen koepenger (penger nro 4)	69
4.5.2 Sementtistabiloidut koepenkeret 1, 2 ja 3	69
4.6 Kirjallisuusluettelo	70
4.7 Kuvaluettelo	71
5 NYKYISEN SUUNNITTELUKÄYTÄNNÖN ARVIOINTI	152
5.1 Teoreettinen arviointi	152
5.2 Vertailu mittaustuloksiin	154
5.3 Kirjallisuusluettelo	157
5.4 Kuvaluettelo	157
6 SUOSITUKSENOMAISET OHJEET	160
6.1 Pengerpaalutuksen suunnittelu	160
6.2 Syvästabiloinnin suunnittelu	161
7 YHTEENVETO	162
8 PIIRUSTUSLUETTELO	163

1 KOEPENKEREEN RAKENTAMINEN JA INSTRUMENTOINTI

1.1 Koepengeralueen sijoitus ja maaperä

Koepengeralue sijaitsee Turun moottoritien Tammisillan eritasoliittymässä moottoritien ja ramppien R1 ja R2 välissä. Koepengeralueen valintaan vaikuttivat juuri sijoitus liikennealueella ja maapohja. Koepengeralueella savikerroksen vahvuus vaihtelee välillä 8–13 m. Tämä mahdollisti "kovaan pohjaan" ulotettujen sementtipilareiden käytön. Yksi tutkimuksen päätarkoituksista oli nimittäin selvittää, tapahtuuko pengerkuorman keskittymistä sementtipilareille. Haittapuolena alueella on suhteellisen vahva kuivakuori, vahvuudeltaan noin 2 m.

Koepengeralueen poikkileikkauspiirustuksissa 303559-3–7 on esitetty alueella suoritettut paino- ja siipikairaukset. Näiden perusteella voidaan todeta kuivakuoren alla sijaitsevan savikerroksen leikkauslujuuden olevan 10–15 kN/m². Kuvassa 2 on esitetty saven indeksiominaisuuksia maanvaraisen koepenkereen alla. Alueelta on otettu lukuisia häiriintymättömiä maanäytteitä sekä insinööritoimisto Y-Suunnittelun, että Teknillisen korkeakoulun toimesta. Näytteille on suoritettu indeksikokeiden lisäksi kokoonpuristuvuuskokeita ödometrillä ja erilaisia kolmiaksiaalikoiteita. Teknillisen korkeakoulun suorittamista kokeista saatuja tuloksia on esitetty kuvassa 3. Kokeista on määritetty normaalien lujus- ja painumaparametrien lisäksi kriittisen tilan mallin parametrit.

Pohjavedenpinta on koepenkereen alueella kesän 1989 jälkeen vaihdellut välillä +18–+19.9. Maanpinnan ollessa tasovälillä +21–+22 sijaitsee pohjavedenpinta noin 2–3 m maanpinnasta. Pohjavedenpinnan vaihtelut ovat suhteellisen suuria, koska koepengeralue sijaitsee loivassa rinnemaastossa.

1.2 Koepenkereen rakentaminen

1.2.1 Koepenkereen rakennussuunnitelma

Koepenkereen rakennussuunnitelma on esitetty selvityksen liitteenä, piirustukset 303559-1–7. Piirustuksessa 303559-1 on esitetty koepenkereiden yleiskartta ja koepengerryhmää varten varattu alue. Alue jää moottoritien ja Tammisillan liittymän ramppien R1 ja R2 väliin. Tämä mahdollistaa pidempiaikaisen seurannan. Paksun kuivakuoren ja rinteiden kaltevuuden vuoksi koepenkereiden alueella suoritettiin mullan poiston lisäksi 0.2–0.5 m vahvuinen tasotusleikkaus. Stabilointityö suoritettiin suoraan leikatusta pinnasta. Penkereen alle ei sijoitettu minkäänlaisia geotekstiilejä.

Piirustuksessa 303559-2 on esitetty sementtipilareiden sijoitus koepenkereen alla, sekä yksittäisten koepilareiden sijainti. Koepenkereiden alle sijoitettuihin pilareihin sekoitettiin noin 30 kg sementtiä metriä kohden.

Yksittäisten pilareiden alueella on käytetty neljää eri sekoitetta. Pilareissa 1 ja 2 on sementtiä 25 kg/m. Pilareissa 3 ja 4 on käytetty samaa 30 kg/m määrää sementtiä, kuten koepenkereiden alla. Pilareissa 5 – 8 on käytetty kalkkisementtiseosta 1:1. Pilareissa 5 ja 6 kalkin sekä sementin yhteismäärä on 24 kg/m ja pilareissa 7 ja 8 28 kg/m.

Piirustuksissa 303559-3 – 7 on esitetty koepenkereiden poikkileikkaukset sidottuna tulevan moottoritien paalumittoihin. Näistä ilmenee mm. penkereiden korkeus. Stabiloidulle maapohjalle perustettujen penkereiden 1 – 3 korkeus vaihtelee välillä 1.9 – 2.1 m. Maanvaraisen penkereen nro 4 korkeus on noin 1.9 m.

Pengermateriaalina on käytetty suodatinmateriaaliksi kelpaavaa hiekkaa.

1.2.2 Laadunvalvonta

Koepenkereen alle jäävien sementtipilareiden laatua koestettiin puristin-kairalla satunnaisotoksina.

Tuloksista ilmeni mm., että pilarin yläosa kuivakuoren alueella ei lujittunut hyvin: Rakenne oli kuivaa, irtonaista ja isorakeista. Samoin 5 – 6 m syvyyden alapuolella oleva pilarin osa ei ole saavuttanut suunniteltua lujuutta. Epäilykset kairan tunkeutumisesta ulos pilarista eivät pitäneet ainakaan jokaisen pilarin osalta paikkaansa. Pilarin yläpään lujuus 2 – 5 m välillä nousi lähes laboratoriossa tehtyjä ennakkokokeita vastaavalle tasolle. Yksittäisten pilarien ryhmässä suoritettiin kolmen pilarin ylösnosto YIT Oy:n tarkoitusta varten rakentamalla putkella. Ylösnostetuista pilareista voidaan todeta kuivakuoriosuuden ja pilarin alaosan olevan irtonaista, rakeista materiaalia. Vain syvyysvälillä 2 – 5 m oleva osa pilaria omasi koheesiota niin paljon, että se pysyi koossa isompina kappaleina. Pilarin alaosan leikkauslujuus näyttäisi perustuvan enemmän rakeisen massan kitkaominaisuuksiin. Syvyysväliltä 2 – 5 m otetuista kappaleista työstetyille näytteille suoritettiin yksiaksiaalisia puristuskokeita sekä kolmiaksiaalikoesarja. Näytteiden murtolujuudet lähentelivät ennakkokokeiden vastaavia.

1.2.3 Koepenkereen rakennusvaiheet

Koepenkereen vaatimat raivaustyöt tehtiin kesä-, heinäkuun vaihteessa 1989. Sillanpää Oy suoritti syvästabilointityöt 12.07 – 21.7.1989 välisenä aikana. Pilareiden laadunvalvontakokeita suoritettiin 4 – 8 viikon kovettumisajan jälkeen.

Perusmaahan sijoitettava instrumentointi asennettiin syyskuun ensimmäisellä viikolla. Penkereisiin sijoittuva instrumentointi asennettiin penkereen rakentamisen tahdissa. Koepengerten rakentaminen ajan ja pengerkorkeuden funktiona on esitetty kuvassa 1. Pengermateriaalin ajo kesti suhteellisen kauan pitkän ajomatkan vuoksi. Penkereet olivat valmiina täydessä korkeudessaan lokakuun alussa 1989.

Penkereet rakennettiin suunnitelman mukaisiin mittoihin routimattomasta hiekasta. Täyttömateriaali tiivistettiin noin 30 cm kerroksissa 130 kg tärylevyllä suorittaen noin 5 ylityskertaa. Tiivistyksen tarkoituksena oli saada koepenger normaalitierakenteen suodatinkerrosta vastaavaan tiiviyteen. Tiivistystyön yhteydessä oli kuitenkin varottava instrumentointia. Maanpaineantureiden päällä tiivistys suoritettiin vasta noin 0.5 m vahvan täytön päältä. Hiekan tiiveyttä mitattiin Troxler-mittalaitteella. Mittaus suoritettiin noin 1 m vahvan täytön ja lopullisen pinnan päältä. Täyttömateriaalin keskimääräiseksi märkätilavuuspainoksi saatiin 1850 kg/m^3 .

1.3 Instrumentointi

1.3.1 Pohjavedenpinnan havaintoputket

Liitteenä olevassa piirustuksessa 303559-8 on esitetty eri instrumenttien sijainti koepengeralueella. Pohjavettä havaitaan pengerryhmän pohjoisreunalla sijaitsevasta kaivosta ja alueen länsireunalle sijoitetusta pohjaveden havaintoputkesta (PV21). Kaivon sijainti on esitetty piirustuksessa 303559-1.

1.3.2 Huokosveden mittauskärjet

Huokosvedenpaineen mittaamista varten asennettiin sekä hitaasti toimivia avoimia kärkiä että suljettuja nopeasti toimivia kärkiä. Avoimet kärjet ovat tyyppiä "Borros". Niissä huokoskiven jatkeena on ohut taipuisa muoviputki. Vesipinta havaitaan putkesta esim. sähköisellä luodilla. Suljetut kärjet ovat tyyppiä "BAT". Näissä huokosvedenpaine mitataan huokoskärjestä ohuen reiällisen neulan välityksellä. Neulan aiheuttama tilavuudenmuutos tasaantuu muutamassa minuutissa.

BAT-kärkiä asennettiin yksi jokaisen penkereen alle noin kolmen metrin syvyyteen maanpinnasta. Stabiloitujen penkereiden alueella BAT-kärjet sijoitettiin pilareiden väliin. Lisäksi kaksi BAT-kärkeä asennettiin syksyllä 1990 penkereiden ulkopuolelle selvittämään luonnontilaista huokospainetta. Nämä kärjet sijaisevat 3 m ja 6 m syvyydessä.

Borros tyyppisiä kärkiä on asennettu kolme jokaisen penkereen alle. Syvästabiloiduilla penkereen osilla on kaksi kärkeä sijoitettu noin 3 m syvyyteen. Toinen sijaitsee pilareiden välissä ja toinen sementtipilarin sisällä. Kolmas kärki on sijoitettu noin 6 m syvyyteen pilareiden väliin. Maanvaraisen penkereen alle on myös sijoitettu kolme Borros-kärkeä 3 m, 4.5 m ja 6 m syvyyteen.

Borros-tyyppisen kärjen mittaustarkkuus on luokkaa $\pm 1 \text{ cm}$ vesipainetta. Kuitenkin avoin kärki reagoi noin lihavassa savessa erittäin hitaasti huokosvedenpaineen muutoksiin.

BAT-tyyppinen suljettu mittauskärki reagoi nopeasti huokosvedenpaineen muutoksiin. Laitteen lukemataarkkuus on noin $\pm 1 \text{ cm}$ vesipainetta.

1.3.3 Maakerrosten vertikaalimittausputket

Jokaisen penkereen keskelle on asennettu yksi magneettinen ekstensometri. Stabiloiduilla pengerosilla mittausputki on sijoitettu pilareiden väliin. Kussakin putkessa on neljä mittaustasoa. Ylin mittaustaso on alkuperäisen maanpinnan tasossa oleva magneettinen rengas. Maakerroksissa olevat magneettirenkaat on sijoitettu noin 2 m, 4 m ja 6 m syvyydelle maanpinnasta. Magneettinen ekstensometri muodostuu maahan painetusta muoviputkesta ja ympärille asennetuista rengasmagneetilla varustetuista muovirenkaista. Kaikki magneettirenkaat on asennettu siten, että ne ovat irrallaan mittausputkesta. Maan sisään painetut magneettirenkaat on varustettu kolmella terässiivekkeellä, jotta ne eivät liikkuisi putken mukana. Asennetuissa renkaissa siivekkeet olivat ylöspäin aukeavia, jotta ne voitiin asentaa mittausputken ympärille asennusputkella painamalla.

Magneettisen ekstensometrin mittaus perustuu mittausputkessa pystysuunnassa liikuteltavan sähköisen anturin antamiin äänimerkkeihin. Samalla on havaittava vertailukorkeus esim. mittausputken yläpään korko.

Syvyyslukemat havaitaan mittanauhasta, joten mittausten lukematarkkuus on ± 1 mm. Kun otetaan huomioon virhemahdollisuudet putken yläpään vaaituksessa, mittaustarkkuus on muutaman millimetrin luokkaa.

1.3.4 Betonirakenteiset painumatarkistimet

Betonirakenteisia painumatarkistimia asennettiin 4–6 kpl pengertä kohden. Jokaisen penkereen kahdelle sivulle asennettiin luiskan juureen painumatarkistin. Stabiloitujen penkereiden osalta nämä tarkistimet upotettiin sementtipilariin. Lisäksi jokaisen penkereen tai penkereen osan harjan kulmiin sijoitettiin tarkistin. Betonirakenteiset painumatarkistimet on toteutettu Tienrakennustöiden valvontaohjeen (TVO) osan Pohjanvahvistustyöt kuvan 22 mukaan. Betonirakenteisista painumatarkistimista mitataan painumien lisäksi mahdolliset vaakasiirtymät jokaisen mittauksen yhteydessä.

1.3.5 Teräsrakenteiset painumatarkistimet

Teräsrakenteisia painumatarkistimia asennettiin 4 kpl pengertä kohden. Stabiloitujen pengerosien alueella osa tarkistimista sijoitettiin suoraan pilarin päälle ja loput pilareiden väliin perusmaan varaan. Teräsrakenteiset tarkistimet on toteutettu TVO:n kuvan 22 mukaan.

1.3.6 Maanpaineanturit

Koepenkereisiin sijoitettiin yhteensä 17 kpl maanpaineantureita. Anturit ovat paineilmatoimisia saksalaisen Glötlz-tehtaan valmistamia maanpainesellejä. Sellit ovat teräsrakenteisia kooltaan 150 x 250 x 5 mm.

Maanpaineanturit on sijoitettu aina pareittain. Samasta kohteesta mitataan anturiparin avulla pysty- ja vaakapaine. Syvästabiloitujen penkereiden osalta maanpaineanturit on sijoitettu sekä pilarin päälle, että pilareiden väliin.

Lisäksi on penkereessä 2 sijoitettu anturiryhmä 40 cm korkeudelle penkereen alapinnasta neljän pilarin keskiöön. Tässä ryhmässä on yksi pystypainetta mittaava anturi ja kaksi vaakapainetta mittaavaa anturia. Vaaka-anturit on sijoitettu toisiaan vastaan kohtisuoraan penkereen pääsuuntien mukaan. Maanvaraisen penkereen keskelle maanpinnan tasolle on sijoitettu yksi anturipari, josta saadaan vertailuarvoja.

Maanpaineanturien paineilmaletkut on johdettu penkereiden sivuille. Luiskan juuriin on rakennettu erityiset betonirenkaista kootut kaivot johtojen päiden suojaksi. Maanpaineen mittaus tapahtuu painemittarien avulla antamalla paineilman virrata vakiomäärällä anturin läpi.

Maanpaineen mittauslukemat havaitaan viisarinäyttöisestä painemittarista. Lukemaväli on 0.02 kg/cm^2 (noin 2 kN/m^2). Lukemavälin ollessa suhteellisen suuri, on lukema luettu 0.005 kg/cm^2 tarkkuudella. Anturin mittaus-tarkkuus on valmistajan ilmoituksen mukaan $\pm 1 \text{ kN/m}^2$. Näin ollen laitteen kokonaistarkkuus on luokkaa $\pm 2 \text{ kN/m}^2$. Mittaustuloksissa on kompensoitu ilmanpaineen muutokset verrattuna kalibroituhetken ilmanpaineeseen.

2 MITTAUSTULOKSET, YHTEENVETO

2.1 Painumamittaustulokset

2.1.1 Maanvarainen koepenger (penger nro 4)

Maanvaraisen koepenkereen painumamittaustulosten yhteenveto ajan suhteen tasavälisessä mittakaavassa on esitetty kuvassa 2.1. Kuvasta voidaan havaita, että penkereen painuma runsaan 700 vrk:n kuluttua rakentamisen jälkeen on 70–80 mm ja painuminen jatkuu.

Jotta painumien luonnetta voitaisiin tarkastella klassisen maamekaniikan keinoja käyttäen, on painumien kehittyminen esitetty kuvassa 2.2 ajan suhteen logaritmisessa mittakaavassa. Klassillisen maamekaniikan mukaan painumien tulisi ajan suhteen logaritmisessa mittakaavassa muodostaa primaarisessa konsolidaatiovaiheessa kyljellään olevan S:n muotoisen käyrän ja sekundaarivaiheessa alaspäin loivan suoran. Kuvan 2.2 perusteella maanvaraisen penkereen painumien voidaan todeta olevan edelleen primaarisessa vaiheessa.

Terzaghin yksiulotteisen konsolidaatioteorian mukaan normaalikonsolidoituneiden kerrosten painuma on primaarisen konsolidaation alkuvaiheessa konsolidaatioasteeseen 50–60 % asti suoraan verrannollinen painuma-ajan neliöjuureen. Kuvassa 2.3 on esitetty maanvaraisen penkereen painumat ajan suhteen neliöjuurimittakaavassa, ja myös näistä tuloksista vahvistuu käsitys painumien nykyisestä primaarisesta vaiheesta.

Koska maamekaniikan klassillisten teorioiden käyttöalueiden rajallisuuden takia niiden suora soveltaminen tässä yhteydessä on kyseenalaista, on tarkempi analysointi moderneja laskentamenetelmiä käyttäen esitetty luvussa 4. Kuvissa 2.2 ja 2.3 esitettyjen aikaskaalausten avulla on kuitenkin mahdollista selvittää painuvien maakerrosten pääasiallinen konsolidaatiovaihe.

2.1.2 Koepenger 1, sementtipilarit k/k 1.4 m

Koepenkereessä nro 1 painumalevyt 1 ja 2 sijaitsivat pilareiden päällä ja painumalevyt 3 ja 4 pilareiden välissä. Painumamittaustulosten yhteenveto on esitetty kuvassa 2.4.

Mitatut suurimmat painumat ovat 600 vrk rakentamisen jälkeen 24–30 mm. Pilareiden päiden painumat ovat keskimäärin hiukan isompia kuin painumat pilareiden välissä.

Kuvassa 2.5 on esitetty penkereen 1 painumat logaritmisessa aikaskaalassa. Mittaustulosten voidaan todeta pääpiirteissään asettuvan tässä skaalassa lineaarisesti ja kuvastavan painumien sekundaarista luonnetta. Tulos on yllättävä, koska nykyisin käytössä olevassa mitoitusfilosofiassa painumien ajallinen kehittyminen perustuu radiaaliseen konsolidaatioteoriaan (primaariseen konsolidaatioon).

Penkereen 1 painumat neliöjuuri-aikaskaalassa on esitetty kuvassa 2.6. Kuvan perusteella sekundaarisen painuman osuus on merkittävä noin kuukausi mittausten aloittamisen jälkeen.

2.1.3 Koepenger 2, sementtipilarit k/k 1.2 m

Koepenkereessä 2 painumalevy 5 sijaitsee pilarin päällä ja levyt 6, 7 ja 8 pilareiden välissä. Kuvassa 2.7 esitetyn yhteenvedon perusteella ko. mitattu pilarin pään painuma on selvästi suurempi kuin painumat pilareiden välissä. Suurimmat mitatut painumat ovat 32 – 38 mm.

Kuvassa 2.8 on esitetty penkereen 2 painumat logaritmisessa aikaskaalassa. Mittaustulosten voidaan tässäkin tapauksessa todeta asettuvan pääpiirteissään lineaarisesti. Painumien sekundaarista luonnetta tukee myös kuvassa 2.9 esitetyt neliöjuuri-aikaskaalaan sidotut tulokset.

2.1.4 Koepenger 3, sementtipilarit k/k 1.0 m

Koepenkereessä 3 painumalevy 9 sijaitsee pilarin päällä ja levyt 10, 11 ja 12 pilareiden välissä. Mittaustulosten yhteenveto on esitetty kuvassa 2.10. Pilarin pään painuman voidaan todeta sijoittuvan tässä tapauksessa muiden painumahavaintojen väliin. Suurimmat mitatut painumat ovat 30 – 38 mm.

Penkereen 3 painumahavainnot logaritmisessa aikaskaalassa on esitetty kuvassa 2.11 ja neliöjuuri-aikaskaalassa kuvassa 2.12. Kuvien perusteella voidaan päätellä, että myös tässä tapauksessa painuma on aivan alkuvaihetta lukuunottamatta pääasiallisesti sekundaarista.

2.1.5 Painumamittausten yhteenveto

Koepenkereiden 1 – 4 painumien keskiarvot tasavälisessä ja logaritmisessa aikaskaalassa on esitetty kuvissa 2.13 ja 2.14. Kuvien perusteella on selvästi nähtävissä syvästabiloinnin painumia pienentävä vaikutus.

2.2 Pohjavedenpinta

Pohjavedenpinnan mittaukset on tehty tutkimusalueen reunassa olevasta kaivosta ja koepenkereiden länsipuolelle asennetusta pohjavesiputkesta. Pohjavesipinnan vaihtelut tutkimusaikana on esitetty kuvassa 2.15. Pohjavedenpinta on vaihdellut kaivossa tasovälillä +16.580 – +19.869 ja pohjavesiputkessa tasovälillä +17.320 – +19.100 aikavälillä 14.9.1989 – 4.10.1991.

2.3 Huokosvedenpaineen mittaustulokset

2.3.1 Maanvarainen koepenger (penger nro 4)

Kuvassa 2.16 on esitetty yhteenveto maanvaraisen koepenkereen alla mitatuista huokosveden ylipaineista aikavälillä 14.9.1989 – 4.10.1991. Huokosveden ylipaineella tarkoitetaan erotusta, joka saadaan vähentämällä mitatusta huokosveden paineesta ko. syvyydessä vallitseva staattinen pohjaveden paine.

Huokospainekärjet asennettiin ennen penkereen rakentamista, joskaan asentamisesta aiheutuneet huokospaineet eivät ehtineet tasoittua ennen rakentamisen aloittamista. Kuvasta 2.16 on kuitenkin selvästi nähtävissä penkereen korotuksesta aiheutuva huokospaineen lisäys ja tämän jälkeen tapahtunut huokosylipaineen dissipoituminen. Vajaan vuoden kuluttua rakentamisesta on huokospaine äkillisesti - ehkä sateista johtuen - kasvanut. Tätä otaksumaa tukee myös koepenkereiden lähistölle asennetusta huokospaineen vertailuputkesta tehdyt mittaukset. Koepenkereiden vieressä aloitettiin elokuun alussa 1991 680 vrk huokospainekärkien asentamisesta mittava syvästabilointi, ja tästä aiheutuva huokosylipaineen kasvu on nähtävissä kaikissa huokospaineen mittaustuloksissa.

2.3.2 Koepenger 1, sementtipilarit k/k 1.4 m

Yhteenveto mitatuista huokosylipaineista on esitetty kuvassa 2.17. Huokospainekärki P3 asennettiin sementtipilarin sisään ja muut kärjet sijaitsevat pilareiden välissä.

Kuvasta 2.17 voidaan havaita penkereen korotuksesta aiheutuva huokospaineen lisäys, joka on pilarin sisällä jonkin verran suurempi kuin pilareiden välissä. Rakentamisen jälkeinen huokosylipaineen dissipoituminen on myös havaittavissa, ja tässä vaiheessa paine-erot pilareiden välissä ja sisällä ovat tasoittuneet.

2.3.3 Koepenger 2, sementtipilarit k/k 1.2 m

Huokospainekärki P4 sijaitsee pilarin sisällä ja kärjet B2, P5 ja P6 pilareiden välissä. Mitatut huokosylipaineet on esitetty kuvassa 2.18.

2.3.4 Koepenger 3, sementtipilarit k/k 1.0 m

Huokospainekärki P9 sijaitsee pilarin sisällä ja kärjet B3, P7 ja P8 pilareiden välissä. Mitatut huokosylipaineet on esitetty kuvassa 2.19.

2.3.5 Yhteenveto huokosvedenpaineen mittauksista

Kuvien 2.16–2.19 perusteella huokosveden ylipaineen muutokset noudattelevat samaa trendiä sekä maanvaraisen koepenkereen nro 4 että

syvästabiloitujen koepenkereiden 1 – 3 alapuolisissa savikerroksissa. Tämä osoittaa, että sementtipilareilla ei ole ainakaan merkittävää pystyojittavaa vaikutusta.

2.4 Maanpaineen mittaustulokset

2.4.1 Maanvarainen koepenger (penger nro 4)

Maanpainemittaukset suoritettiin 21.9.1989 – 2.10.1991 välisenä aikana. Maanpaineanturit sijoitettiin koepenkereen keskelle maanpinnan tasolle. Anturi E16 mittaa pysty- ja anturi E17 vaakamaanpainetta. Rakentamisen aikana pengermateriaali tiivistettiin kevyellä tärylevyllä. Mittaustulokset ajan funktiona on esitetty kuvassa 2.20.

Kuvasta 2.20 havaitaan aluksi maanpaineen kehittyminen penkereen korotusvaiheessa. Pystypaine on rakentamisen jälkeen vaihdellut välillä 36.9 – 40.6 kPa, mikä on laskennallista pystypainetta hiukan suurempi. Ero johtunee pengermateriaalin tilavuuspainojen vaihteluista tiivistymisen, sateiden jne vaikutuksesta. Vaakamaanpaine on penkereen rakentamisen jälkeen kasvanut jatkuvasti arvosta 17.8 kPa arvoon 35.1 kPa, mikä on tuloksena yllättävä. Vaaka- ja pystymaanpaineen suhde eli maanpaineluku K on tänä aikana kasvanut arvosta 0.46 arvoon 0.87, mikä vastaa Jakyn kaavalla ($K = 1 - \sin \varnothing$) laskettua kitkakulman \varnothing kehittymistä arvosta 33 astetta arvoon 7.5 astetta! Tästä voitaneen heti päätellä, että klassillinen lepopaineteoria ei sovellu ko. ilmiön selittämiseen. Maanpaineen kasvaminen lepopaineesta passiivipainetta kohti lienee sidoksissa penkereen painumisen kanssa.

2.4.2 Koepenger 1, sementtipilarit k/k 1.4 m

Maanpaineantureiden sijoitus koepenkereessä nro 1 on seuraava:

- Anturi E1 mittaa pystypainetta pilarin päältä.
- Anturi E2 mittaa vaakapainetta pilarin päältä.
- Anturi E3 mittaa pystypainetta pilareiden välissä.
- Anturi E4 mittaa vaakapainetta pilareiden välissä.

Mittaukset aloitettiin sen jälkeen kun osa penkereestä oli rakennettu. Mittaustulokset ajan funktiona on esitetty kuvassa 2.21.

Pystypaine on vaihdellut rakentamisen jälkeen pilarin päällä välillä 26.6 – 6.9 kPa ja pilareiden välissä 27.4 – 34.4 kPa. Pystypaine pilareiden välissä vastaa laskennallista pystypainetta, kun taas pilarin päältä mitattu pystypaine on huomattavan pieni. Tämä osoittaa, että ko. pilari on epäonnistunut. Koska painumat ovat pieniä on kyse aina yksittäisestä epäonnistumisesta ja anturin asentamisvaiheessa olleesta huonosta onnesta.

Vaakapaine on vaihdellut pilarin päällä välillä 18.8 – 6.9 kPa ja pilareiden välissä 17.4 – 26.4 kPa. "Pilarin" päällä pysty- ja vaakapaine ovat likimain

yhtä suuria, ts. maanpaineluku $K = 1$. Pilareiden välissä maanpaineluku vaihtelee rakentamisen jälkeen välillä $K = 0.53-0.78$ ($\emptyset = 28-13$ astetta). Välittömästi rakentamisen jälkeen mitattu suurehko vaakamaanpaineluku kuvastanee tiivistämisen vaikutusta.

2.4.3 Koepenger 2, sementtipilarit k/k 1.2 m

Maanpaineantureiden sijoitus koepenkereessä 2 on seuraava:

- Anturi E5 mittaa pystypainetta pilareiden välissä.
- Anturi E6 mittaa vaakapainetta pilareiden välissä.
- Anturi E7 mittaa pystypainetta pilarin päältä.
- Anturi E8 mittaa vaakapainetta pilarin päältä.

Lisäksi seuraavat anturit on sijoitettu 40 cm:n korkeudelle penkereen alapinnasta neljän pilarin keskiöön:

- Anturi 9 mittaa vaakapainetta penkereiden pääsuunnassa.
- Anturi E11 mittaa vaakapainetta edellistä vastaan kohtisuorassa.
- Anturi E10 mittaa pystypainetta.

Mittaustulokset ajan funktiona on esitetty kuvissa 2.22 ja 2.23.

Pystypaine pilarin päällä on heti rakentamisen jälkeen 57.9 kPa eli 1.7-kertainen keskimääräiseen laskennalliseen pystypaineeseen verrattuna. Pystypaine pilarin päällä pienenee ajan mukana laskennallisen keskimääräisen pystypaineen tasolle.

Pystypaine pilareiden välissä on heti rakentamisen jälkeen 29.3 kPa ja pysyy tämän jälkeen likimain vakiotasolla 25 kPa. Pystypaine ylempänä pilareiden välissä (anturi E10) noudattaa samaa trendiä mutta on 3–6 kPa suurempi. Joka tapauksessa eo. paineet ovat rakentamisen jälkeen keskimääräistä laskennallista pystypainetta selvästi pienempiä. Tästä voidaan - voimien tasapainolain perusteella - tehdä johtopäätös, että ko. pilari on menettänyt kantavuutensa heti penkereen rakentamisen jälkeen ja huono onni on jatkunut mitattavaa pilaria valitessa.

Vaakapaine pilarin päällä on heti rakentamisen jälkeen 16 kPa ja pysyy tämän jälkeen tasolla 10 kPa. Maanpaineluku pilarin päällä on heti rakentamisen jälkeen $K = 0.28$, mikä vastaa aktiivista maanpainelukua kitkakulman arvolla 34 astetta. Kolmiakselikokeella mitattu pengermateriaalin kitkakulma on mobilisaatioasteesta riippuen vaihdellut välillä 30–37 astetta, joten pengermateriaali on em. tapauksessa aktiivisessa murtotilassa. Aktiivinen murtotila pilarin päällä on jatkunut pilarin kantavuuden menetyksestä huolimatta noin vuoden ajan rakentamisen jälkeen, ja seuraavan vuoden aikana maanpaineluku on alkanut lähestyä lepopainelukua ($K = 0.45$).

Maanpaineluku perustamistasossa pilareiden välissä pysyy rakentamisen jälkeen likimain vakiotasolla, $K = 0.8$. Sen sijaan 0.4 m perustamistason

yläpuolella pilareiden välissä on pystypaine huomattavasti vaakapainetta suurempi, maanpaineluku K on välillä $0.25 - 0.55$ eli aktiivipuolella. Tämä osoittaa, että mikäli teoreetisesti päätelty holvautumisalue on olemassa, se sijoittuu mittauskohtaa ylemmäksi, koska tällä holvautumisalueella pitäisi teorian mukaan vaakapaineiden muodostua pystypainetta suuremmiksi eli maanpaineluvun tulisi olla lepopaineluvun ja passiivisen maanpaineluvun välissä.

2.4.4 Koepenger 3, sementtipilarit k/k 1.0 m

Koepenkereen 3 maanpaineanturit on asennettu seuraavasti:

- Anturi E12 mittaa pystypainetta pilarin päältä.
- Anturi E13 mittaa vaakapainetta pilarin päältä.
- Anturi E14 mittaa pystypainetta pilareiden välistä.
- Anturi E15 mittaa vaakapainetta pilareiden välistä.

Mitattu pystypaine (kuva 2.24) pilarin päällä on heti rakentamisen jälkeen 55 kPa eli laskennallista keskimääräistä pystypainetta noin 60% suurempi. Pystypaine pienenee seuraava 5 kk:n aikana arvoon 44 kPa mutta kasvaa sen jälkeen takaisin rakentamisen jälkeiselle tasolle. Vaakapaine pilarin päällä vaihtelee rakentamisen jälkeen välillä $40 - 51 \text{ kPa}$ ja maanpaineluku välillä $0.76 - 0.90$ joten maanpaineluku sijoittuu passiivipuolelle.

Pystypaine pilareiden välissä noudattelee keskimääräisen laskennallisen pystypaineen arvoa. Vaakapaine pilareiden välissä pysyy rakentamisen jälkeen vakiotasolla 22 kPa , mikä vastaa maanpainelukua $0.6 - 0.7$, eli tämäkin sijoittuu hiukan passiivipuolelle.

2.4.5 Yhteenveto maanpainemittauksista

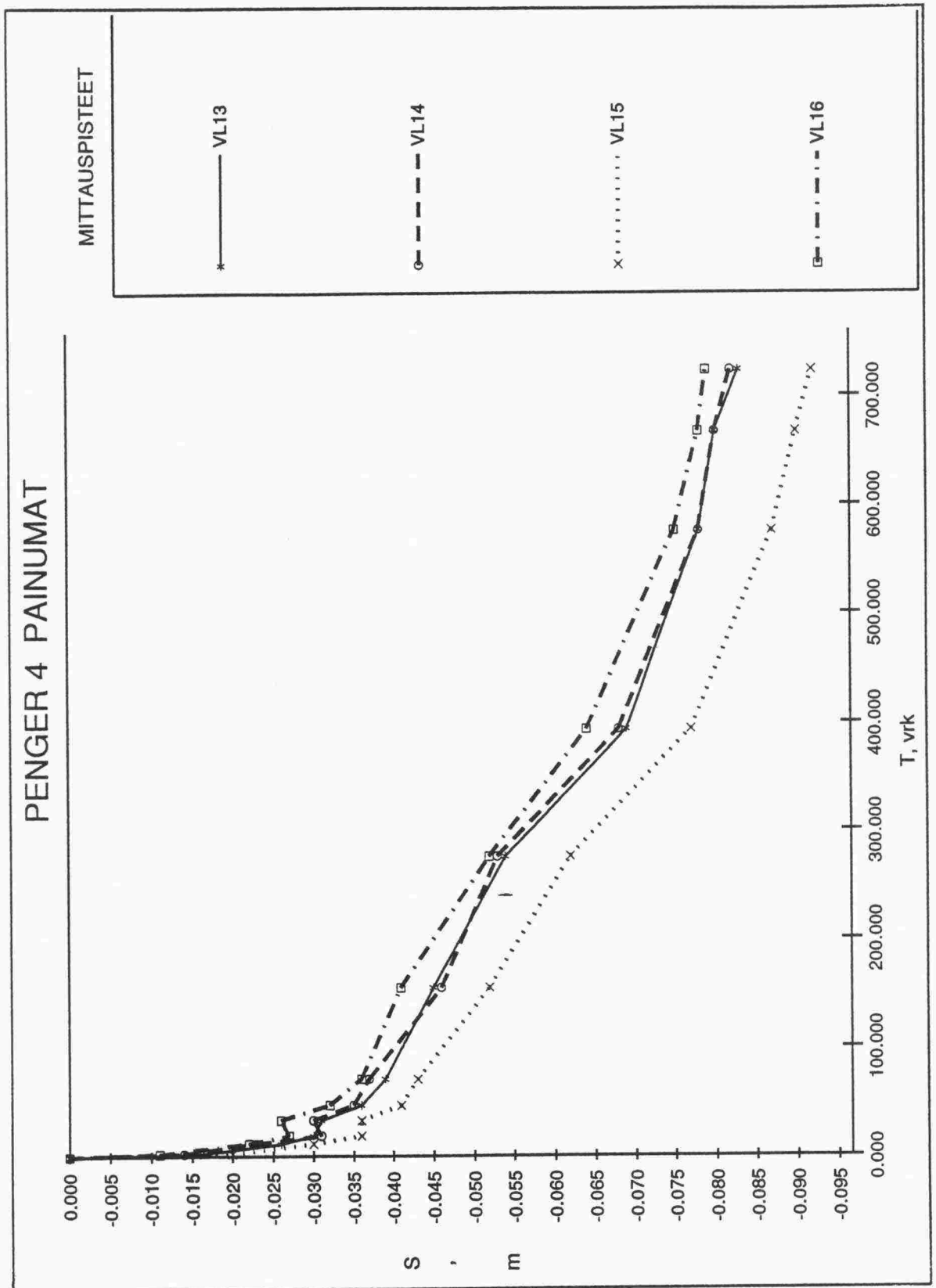
Koepenkereiden maanpainemittausten perusteella voidaan todeta, että maanvaraisen penkereen alaosassa vaakasuuntainen maanpaine kasvaa ajan (ja painumien) mukana huomattavasti lepopainetta suuremmaksi. Syvästabiloitujen koepenkereiden maanpainemittaukset osoittanevat mittauskohtien valinnan osittaisesta epäonnistumisesta huolimatta, että pengerkuorma jakautuu pilareille ja maapohjalle siten, että pilarit saavat huomattavasti maapohjaa suurempia pystyjännityksiä. Jännitysten jakautumien erilaisuus taas osoittanee sen, että penkereissä tapahtuu holvautumista.

2.5 Vertikaalisiirtymämittaukset

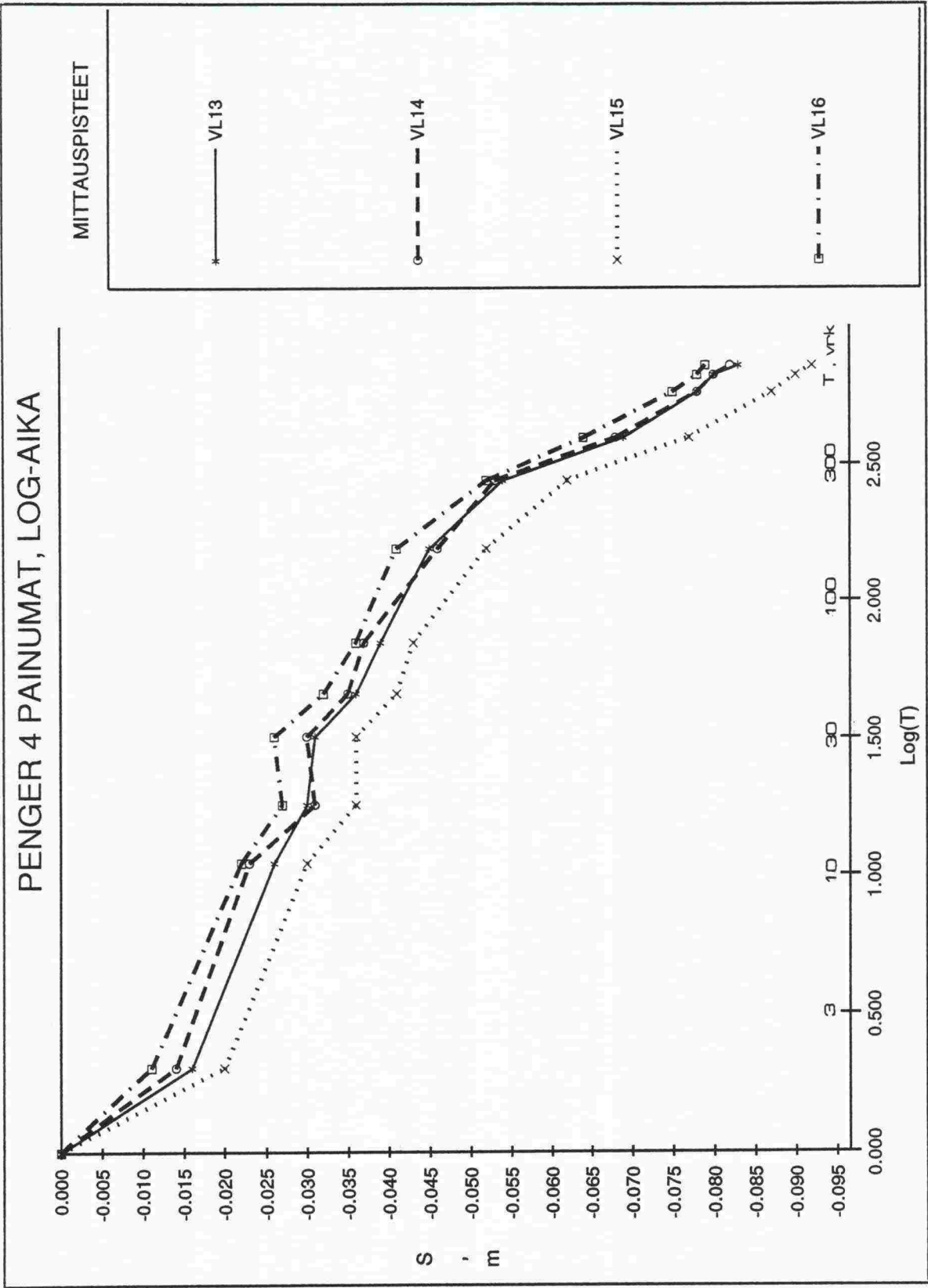
Vertikaalisiirtymämittausten tulokset koepenkereissä 1–4 on esitetty kuvissa 2.25–2.28. Kuvien perusteella voidaan todeta, että suurin osa painumista ja siten myös pystysuuntaisista muodonmuutoksista keskittyy mittauskohtien alapuolisiin maakerrostumiin.

2.6 Kuvaluettelo

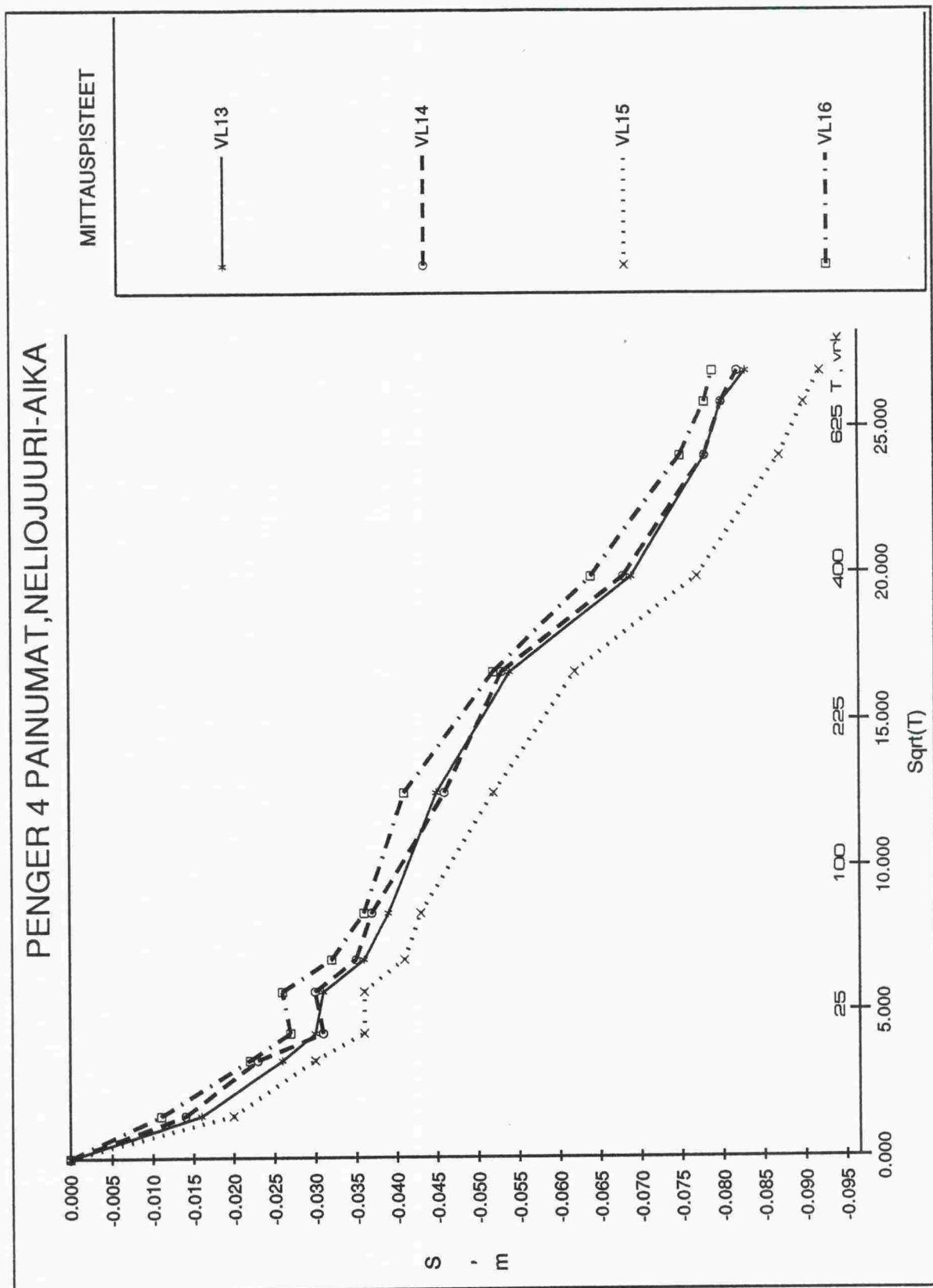
- Kuva 2.1: Maanvaraisen koepenkereen (penger nro 4) painumat.
- Kuva 2.2: Maanvaraisen koepenkereen painumat, log-aikaskaala.
- Kuva 2.3: Maanvaraisen koepenkereen painumat, neliöjuuri-aikaskaala.
- Kuva 2.4: Koepenger 1 (k/k 1.4 m), painumat.
- Kuva 2.5: Koepenger 1 (k/k 1.4 m), painumat log-aikaskaalassa.
- Kuva 2.6: Koepenger 1 (k/k 1.4 m), painumat neliöjuuri-aikaskaalassa.
- Kuva 2.7: Koepenger 2 (k/k 1.2 m), painumat.
- Kuva 2.8: Koepenger 2 (k/k 1.2 m), painumat log-aikaskaalassa.
- Kuva 2.9: Koepenger 2 (k/k 1.2 m), painumat neliöjuuri-aikaskaalassa.
- Kuva 2.10: Koepenger 3 (k/k 1.0 m), painumat.
- Kuva 2.11: Koepenger 3 (k/k 1.0 m), painumat log-aikaskaalassa.
- Kuva 2.12: Koepenger 3 (k/k 1.0 m), painumat neliöjuuri-aikaskaalassa.
- Kuva 2.13: Koepenkereiden painumien keskiarvot.
- Kuva 2.14: Koepenkereiden painumien keskiarvot, log-aikaskaala.
- Kuva 2.15: Pohjavesipinnan korkeuden vaihtelut tutkimusalueella.
- Kuva 2.16: Huokosylipaineet, maanvarainen koepenger nro 4
- Kuva 2.17: Huokosylipaineet, koepenger 1 (k/k 1.4 m).
- Kuva 2.18: Huokosylipaineet, koepenger 2 (k/k 1.2 m).
- Kuva 2.19: Huokosylipaineet, koepenger 3 (k/k 1.0 m)
- Kuva 2.20: Maanpaineet, maanvarainen koepenger nro 4.
- Kuva 2.21: Maanpaineet, koepenger 1 (k/k 1.4 m)
- Kuva 2.22: Maanpaineet, koepenger 2 (k/k 1.2 m).
- Kuva 2.23: Maanpaineet 40 cm:n korkeudelle leikkauspohjasta pilareiden välissä, koepenger 2 (k/k 1.2 m).
- Kuva 2.24: Maanpaineet, koepenger 3 (k/k 1.0 m).
- Kuva 2.25: Maakerrosten vertikaalisiirtymät, magneettinen ekstensometri. Koepenger 1, (k/k 1.4 m).
- Kuva 2.26: Maakerrosten vertikaalisiirtymät, magneettinen ekstensometri. Koepenger 2, (k/k 1.2 m).
- Kuva 2.27: Maakerrosten vertikaalisiirtymät, magneettinen ekstensometri. Koepenger 3, (k/k 1.0 m).
- Kuva 2.28: Maakerrosten vertikaalisiirtymät, magneettinen ekstensometri. Maanvarainen koepenger nro 4.



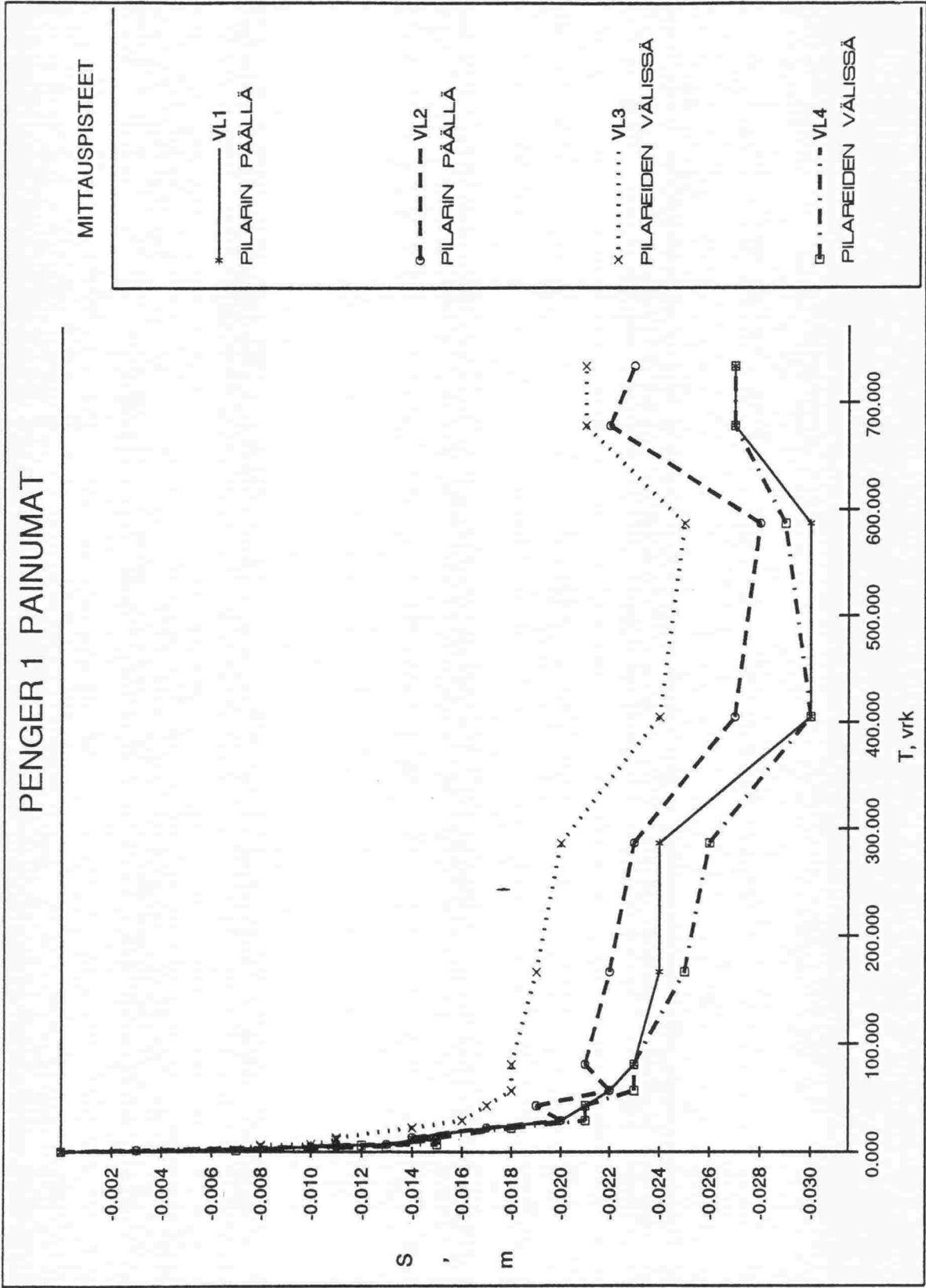
Kuva 2.1: Maanvaraisen koepenkereen (penger nro 4) painumat.



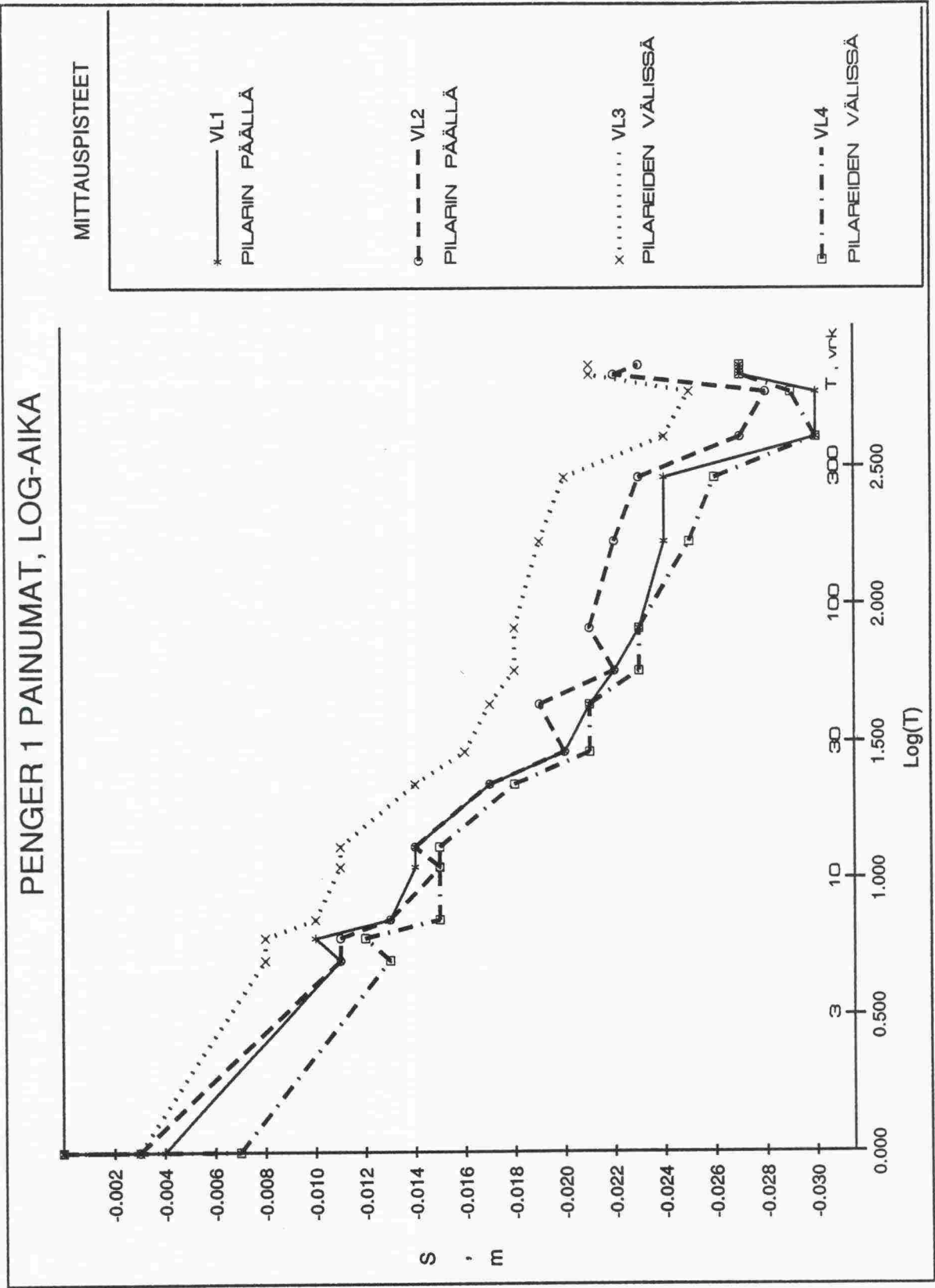
Kuva 2.2: Maanvaraisen koepenkereen painumat, log-aikaskaala.



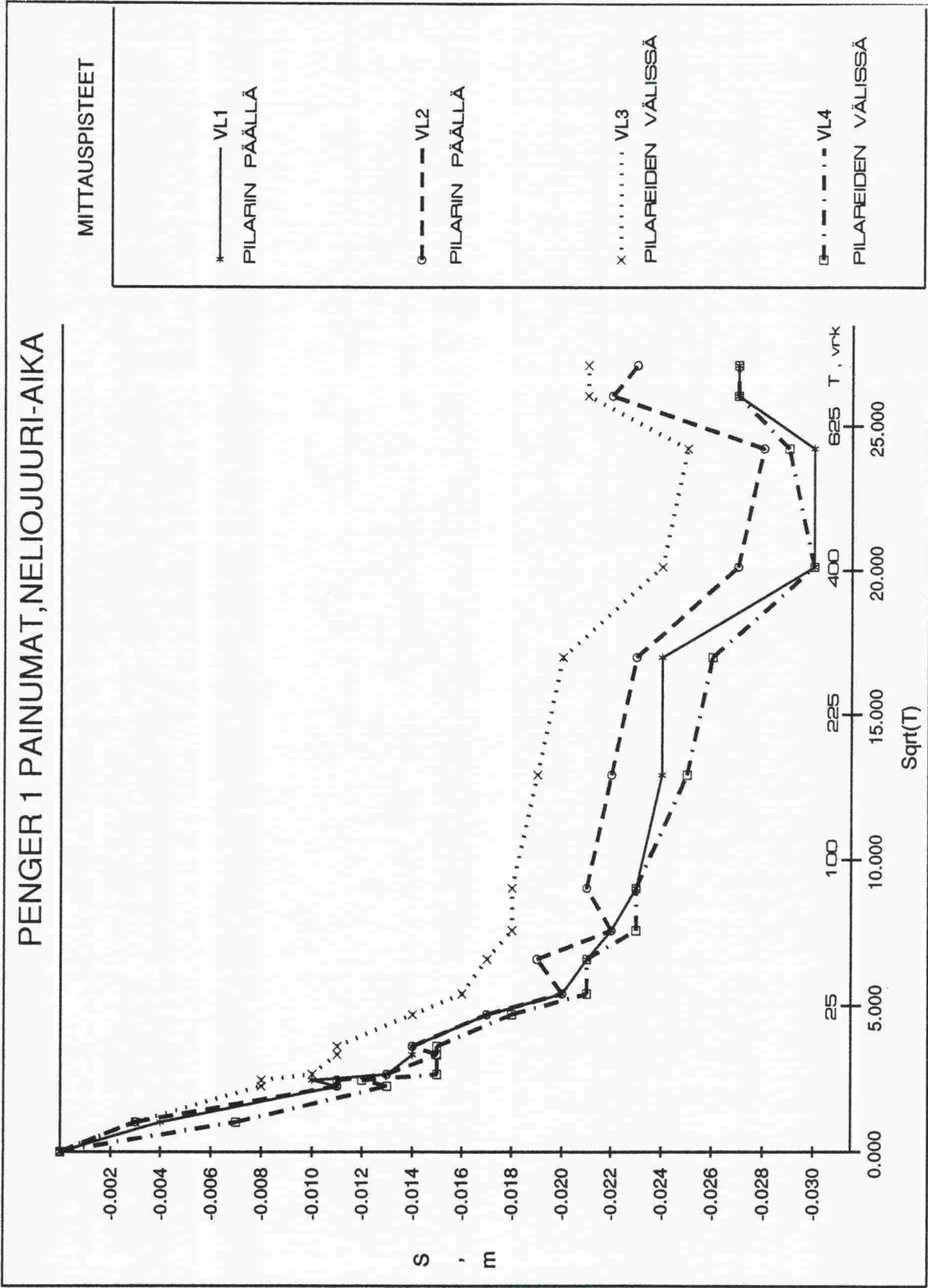
Kuva 2.3: Maanvaraisen koepenkereen painumat, neliöjuuri-aikaskaala.



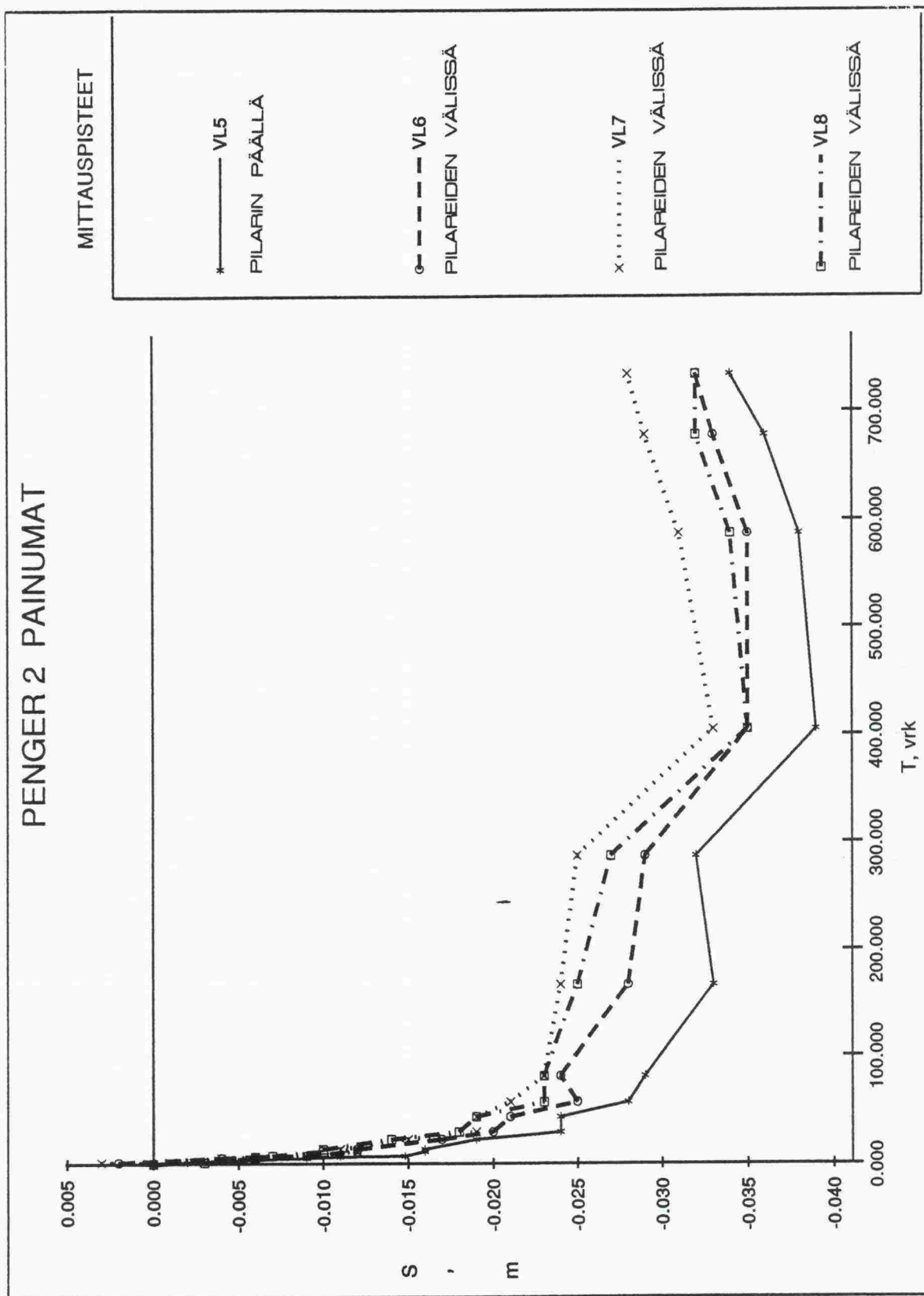
Kuva 2.4: Koepenger 1 (k/k 1.4 m), painumat.



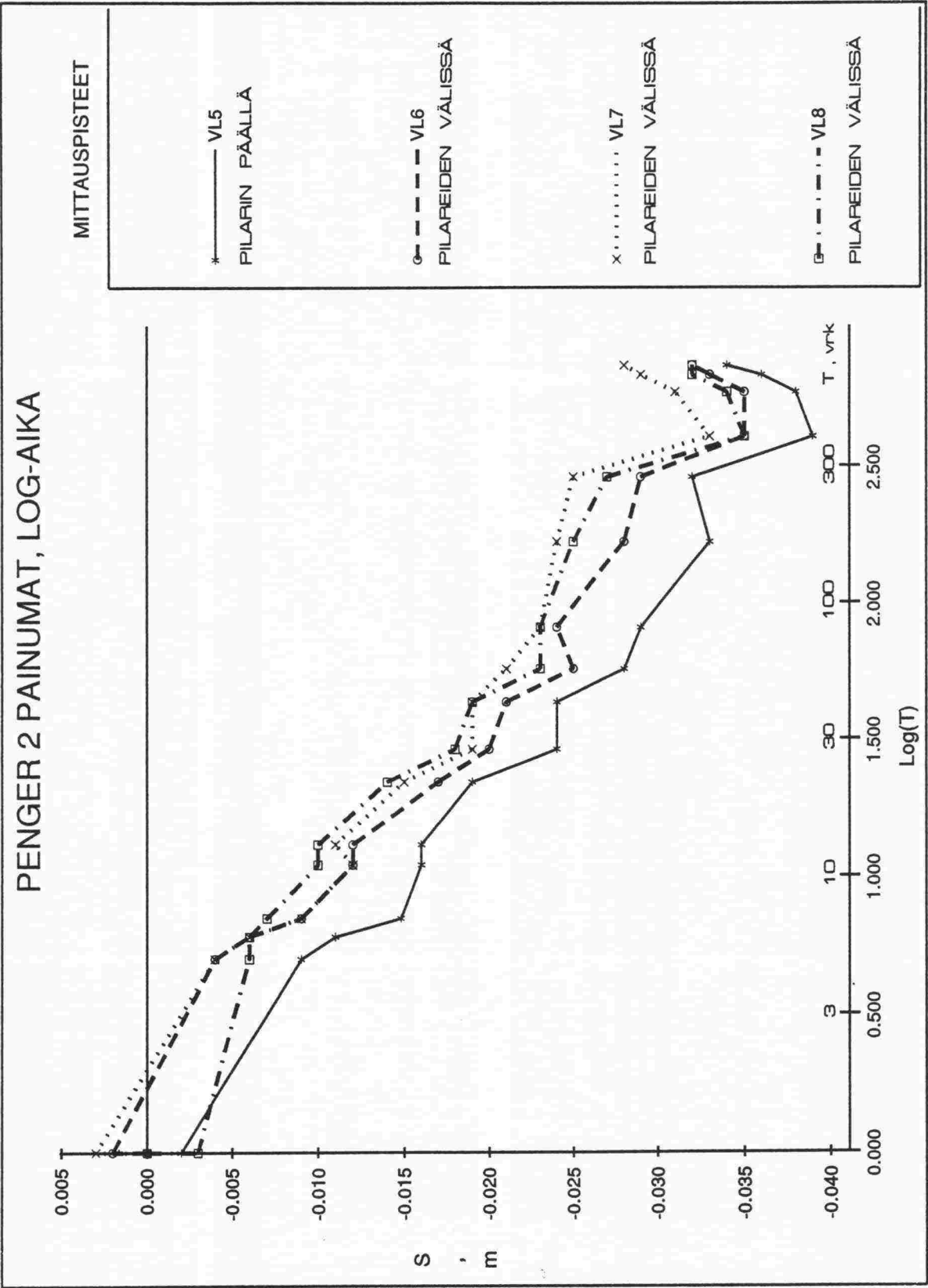
Kuva 2.5: Koepenger 1 (k/k 1.4 m), painumat log-aikaskaalassa.



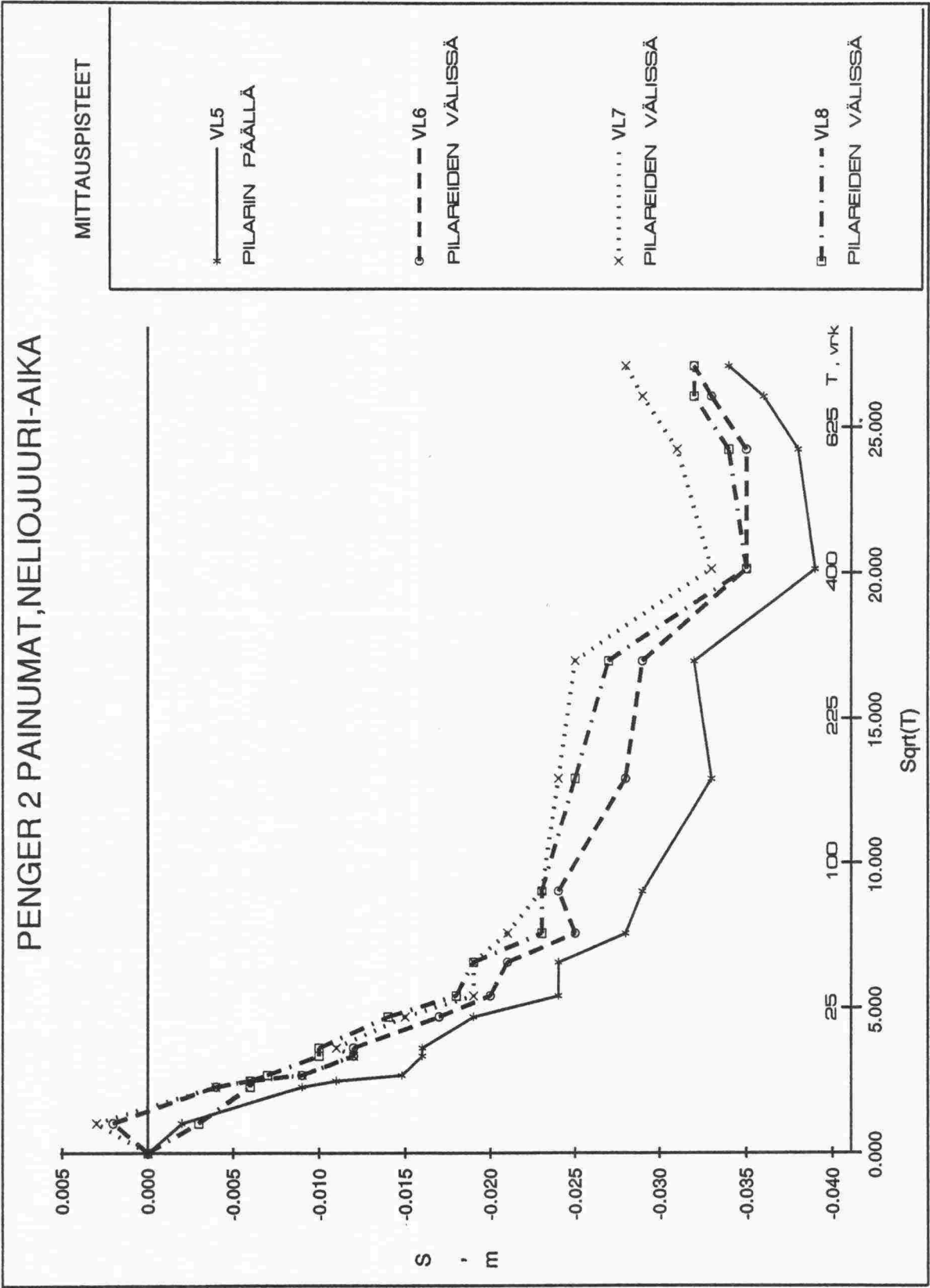
Kuva 2.6: Koepenger 1 (k/k 1.4 m), painumat neliöjuuri-aikaskaalassa.



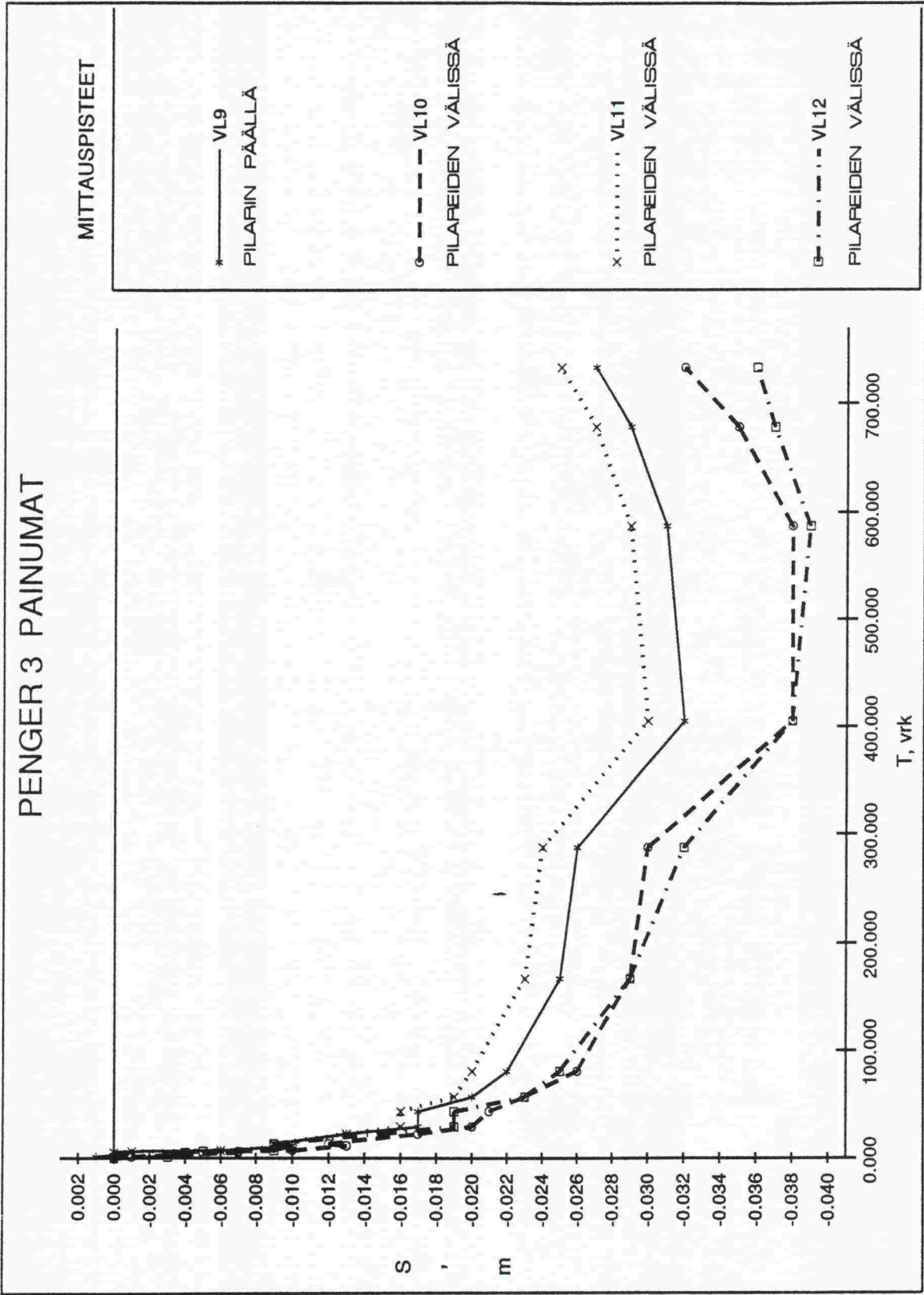
Kuva 2.7: Koepenger 2 (k/k 1.2 m), painumat.



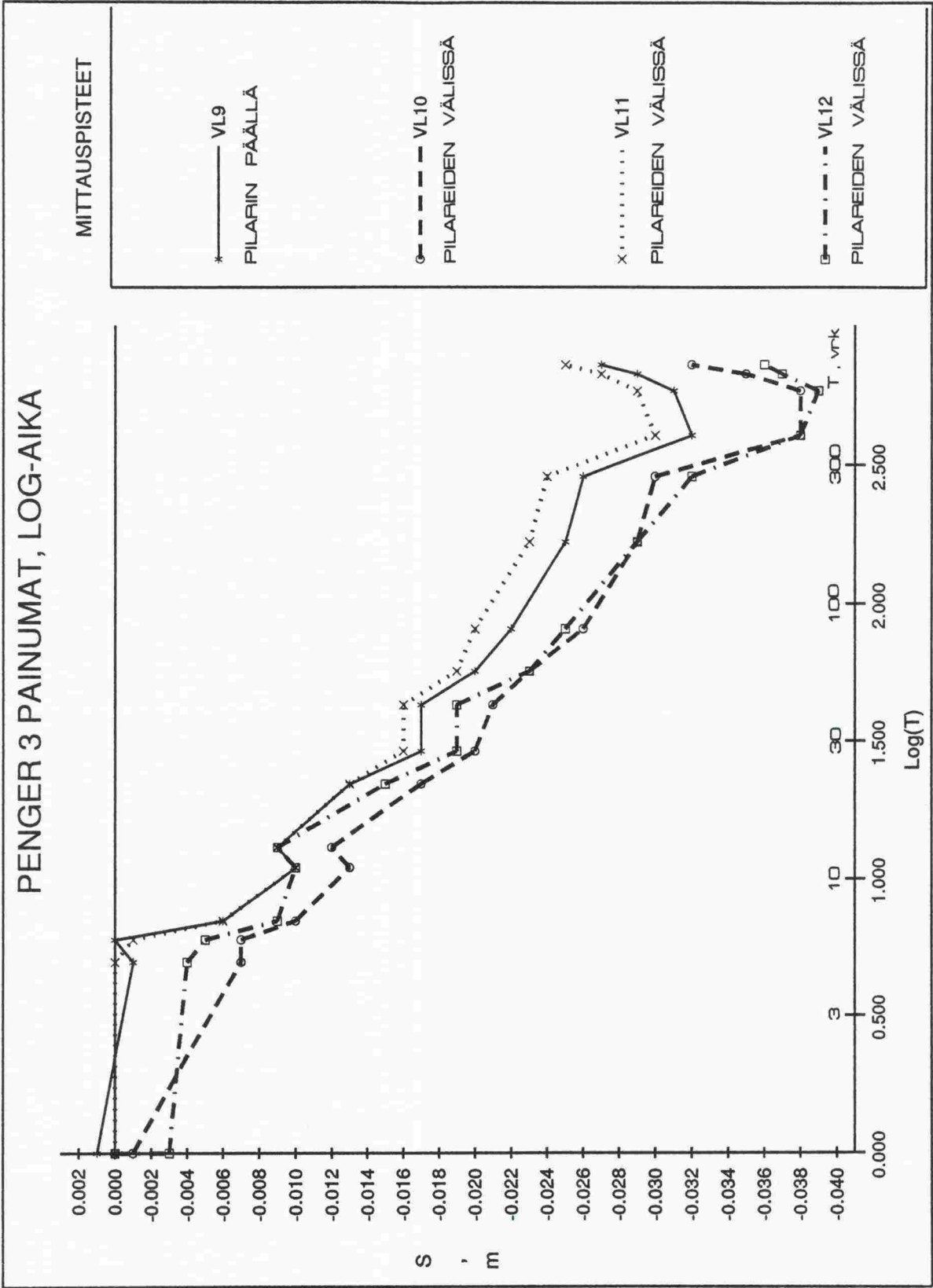
Kuva 2.8: Koepenger 2 (k/k 1.2 m), painumat log-aikaskaalassa.



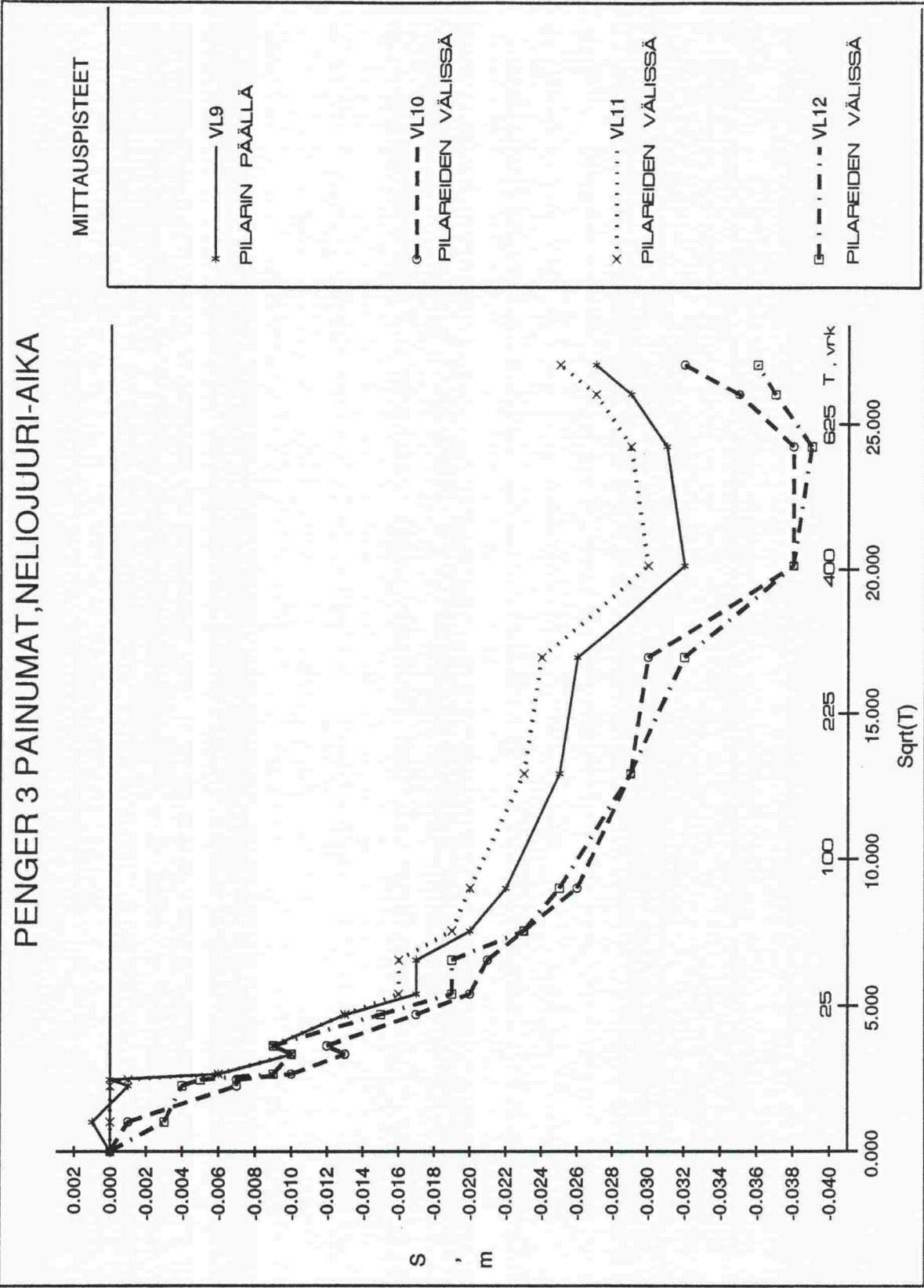
Kuva 2.9: Koepenger 2 (k/k 1.2 m), painumat neliöjuuri-aikaskaalassa.



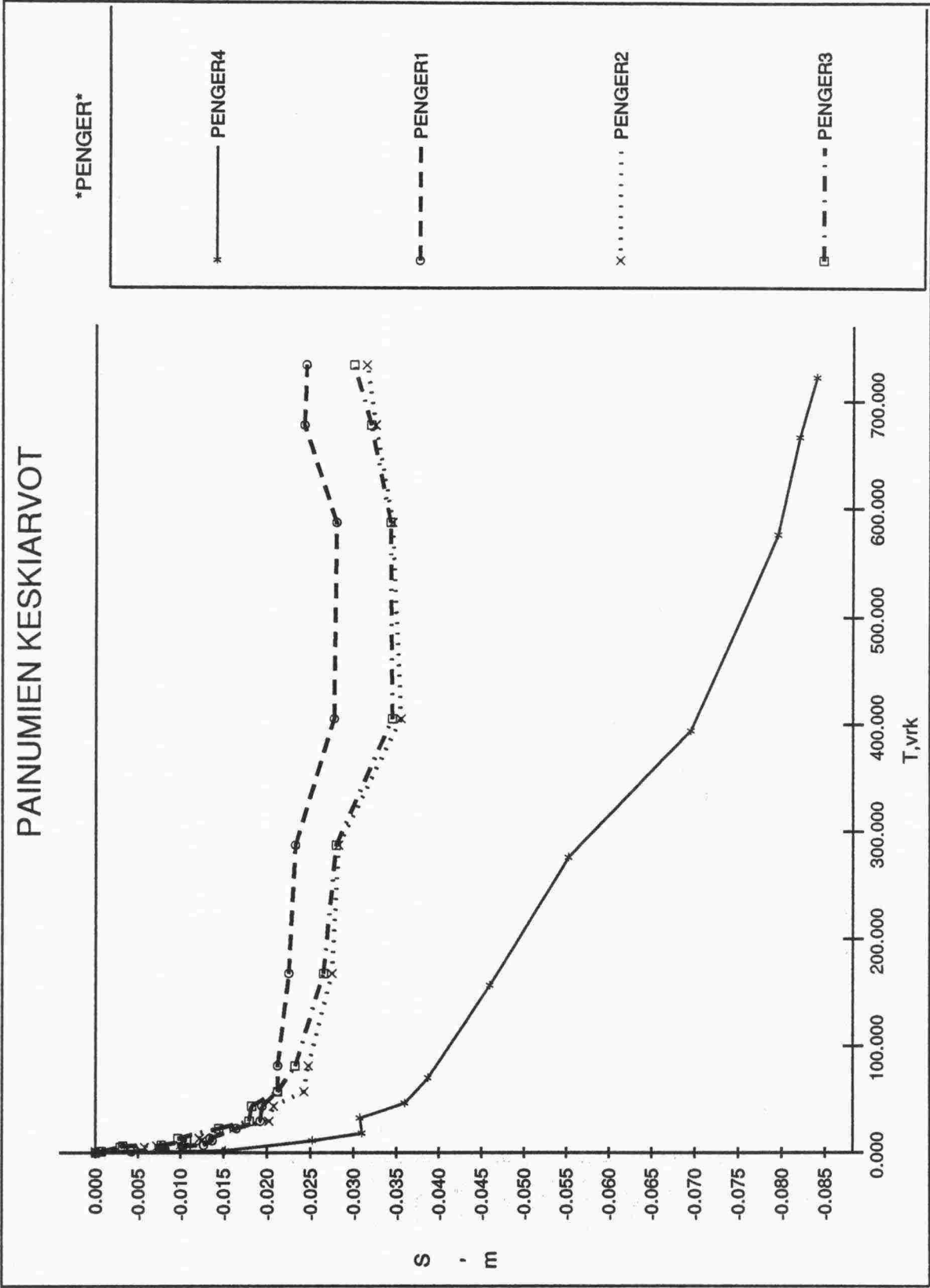
Kuva 2.10: Koepenger 3 (k/k 1.0 m), painumat.



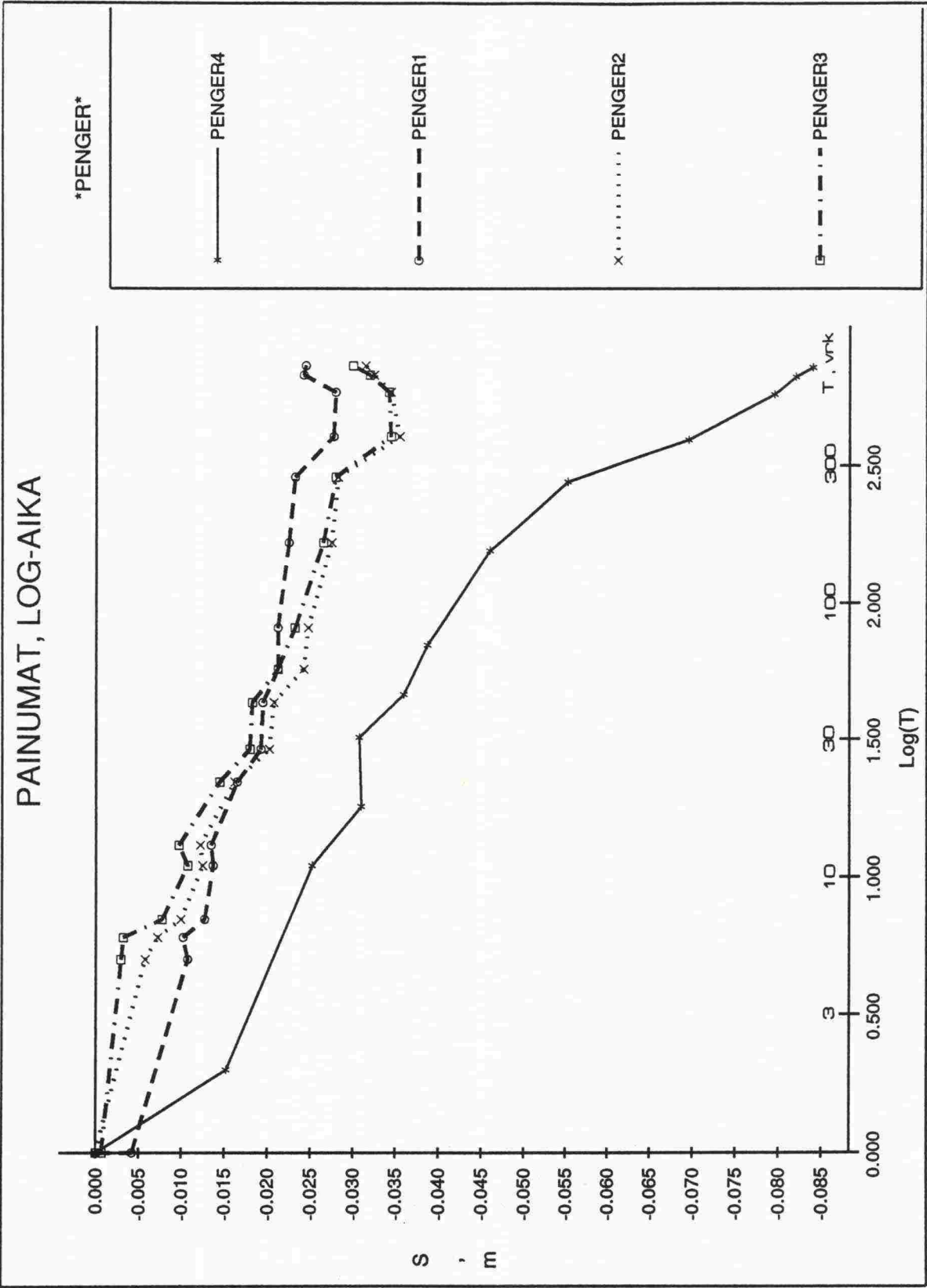
Kuva 2.11: Koepenger 3 (k/k 1.0 m), painumat log-aikaskaalassa.



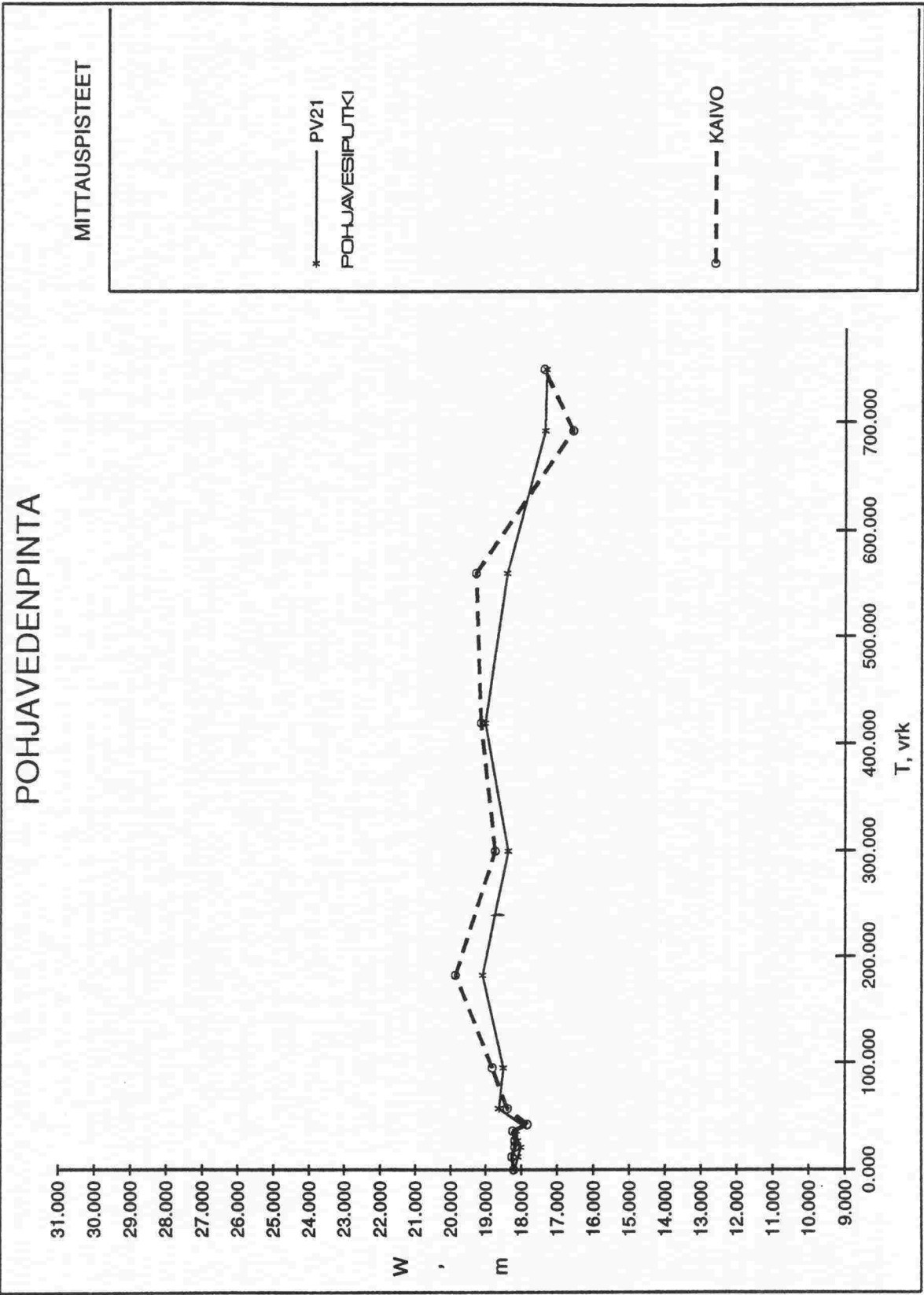
Kuva 2.12: Koepenger 3 (k/k 1.0 m), painumat neliöjuuri-aikaskaalassa.



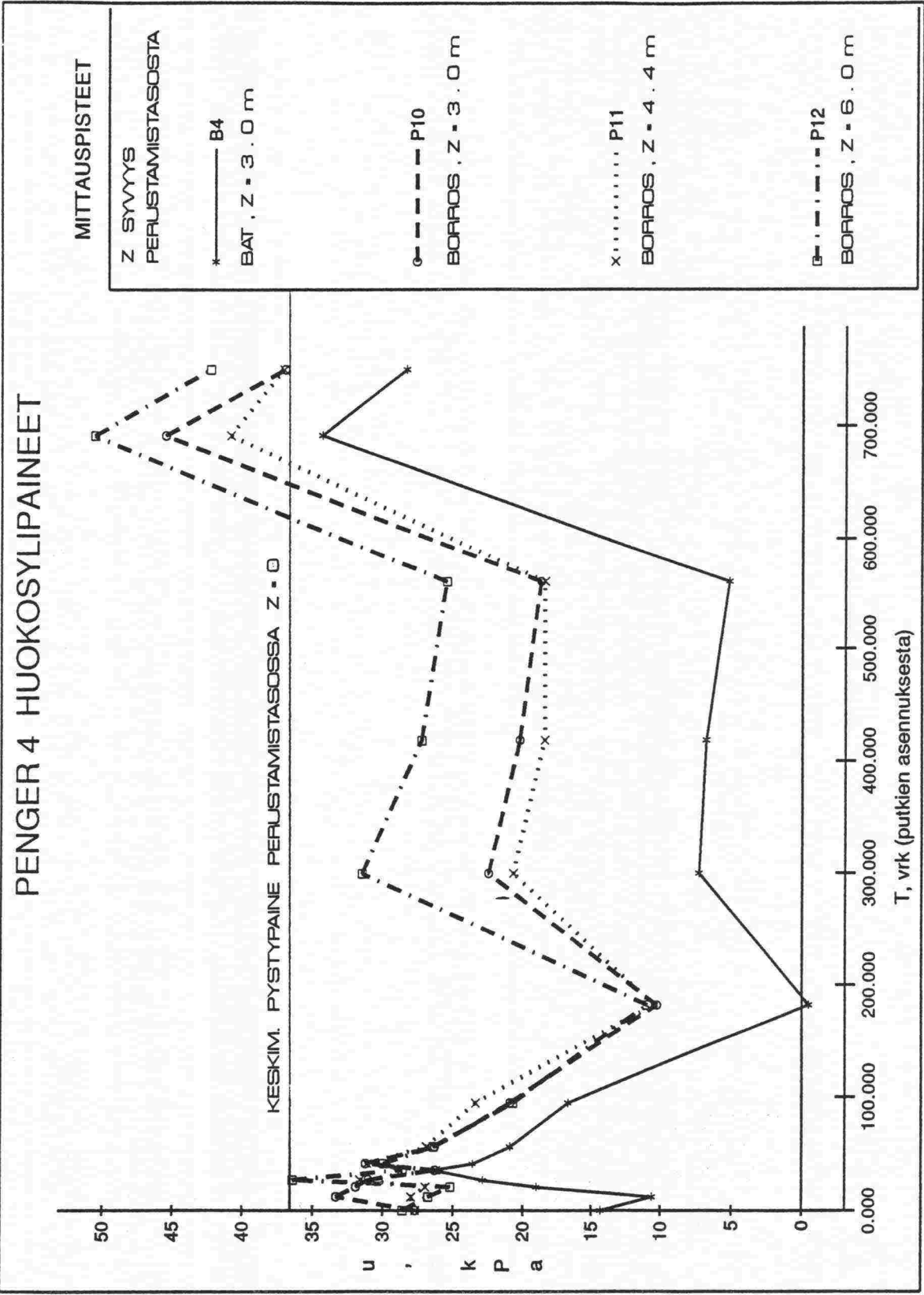
Kuva 2.13: Koepenkereiden painumien keskiarvot.



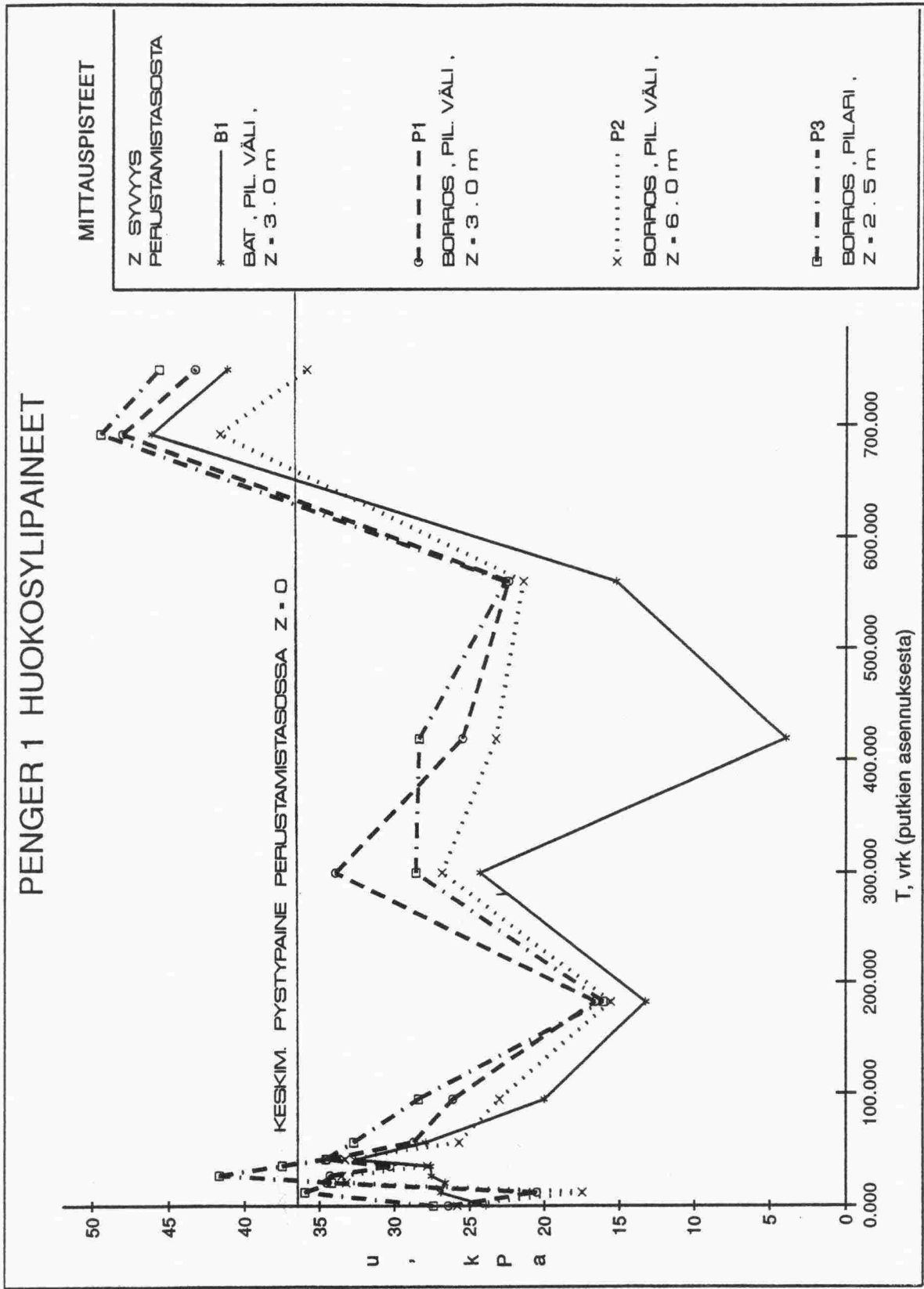
Kuva 2.14: Koepenkereiden painumien keskiarvot, log-aikaskaala.



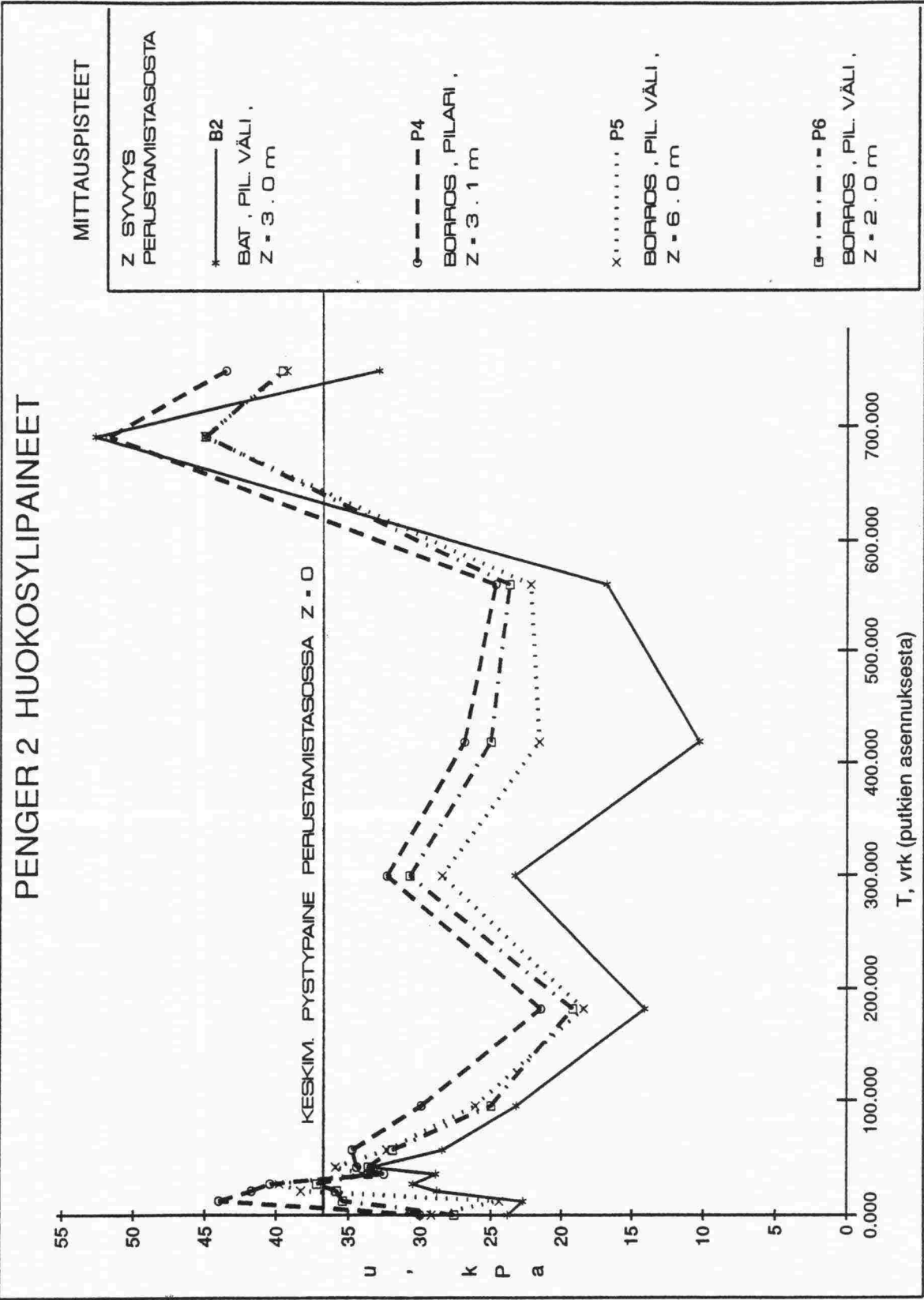
Kuva 2.15: Pohjavesipinnan korkeuden vaihtelut tutkimusalueella.



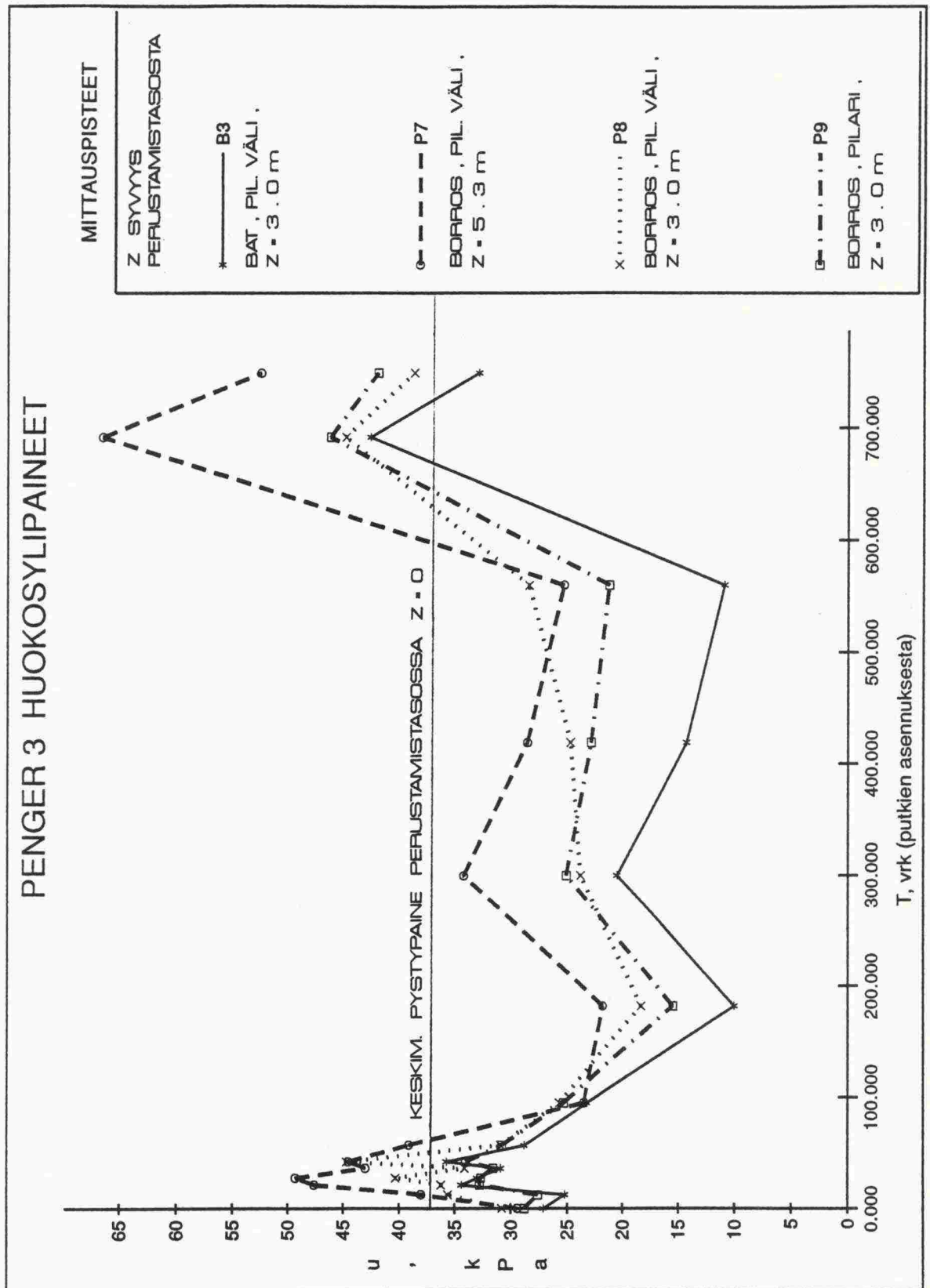
Kuva 2.16: Huokosylipaineet, maanvarainen koepenger nro 4.



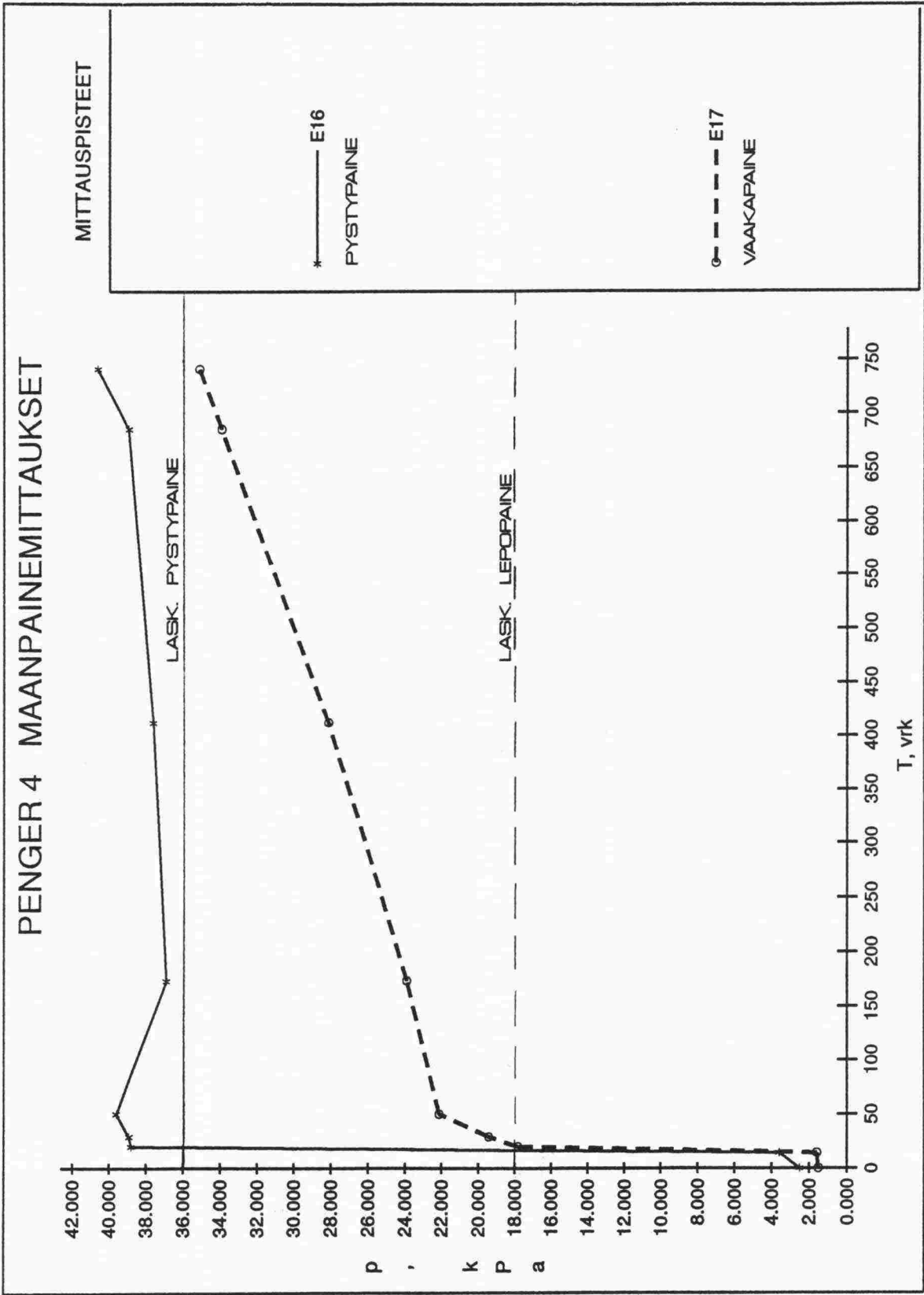
Kuva 2.17: Huokosylipaineet, koepenger 1 (k/k 1.4 m).



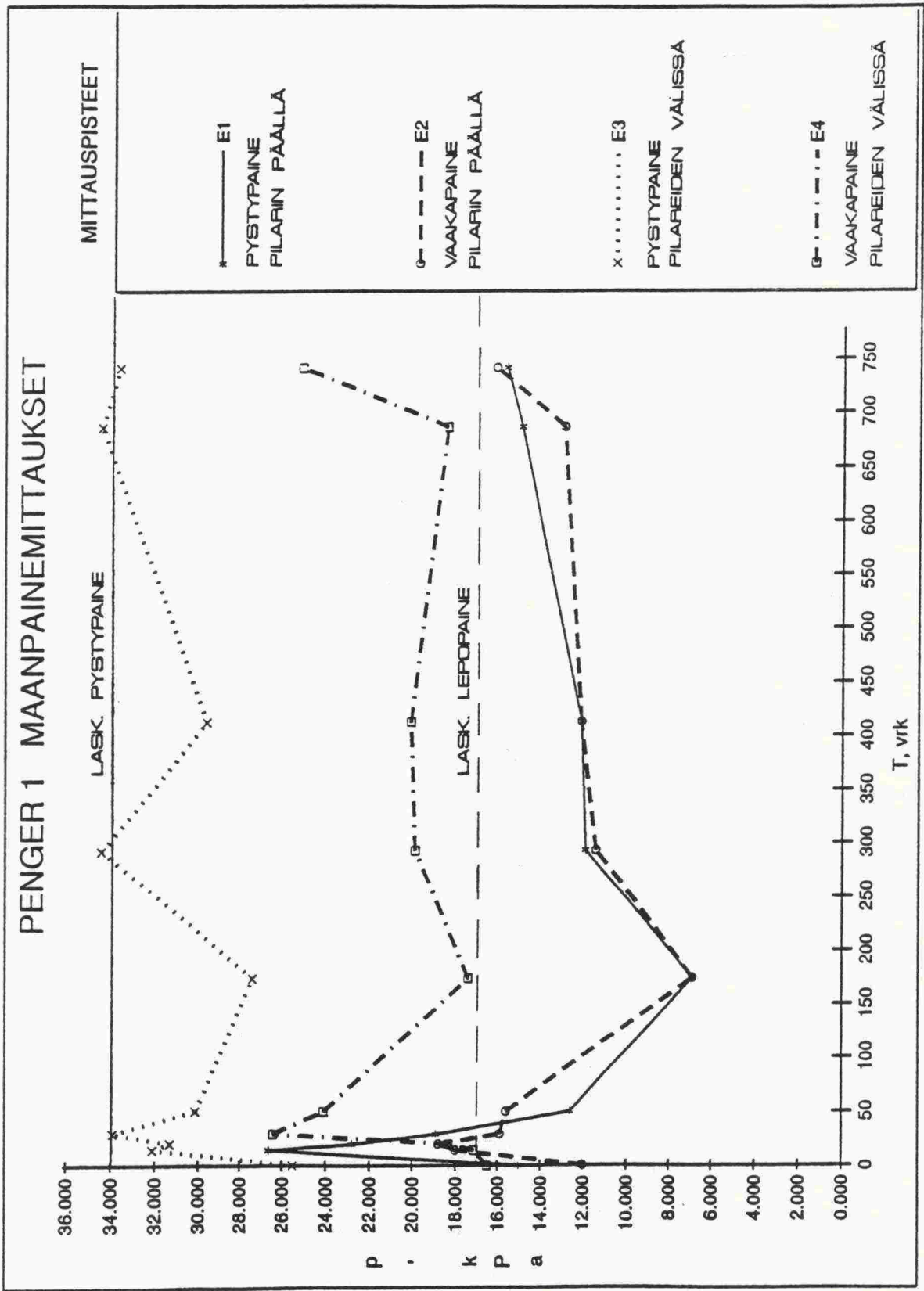
Kuva 2.18: Huokosylipaineet, koepenger 2 (k/k 1.2 m).



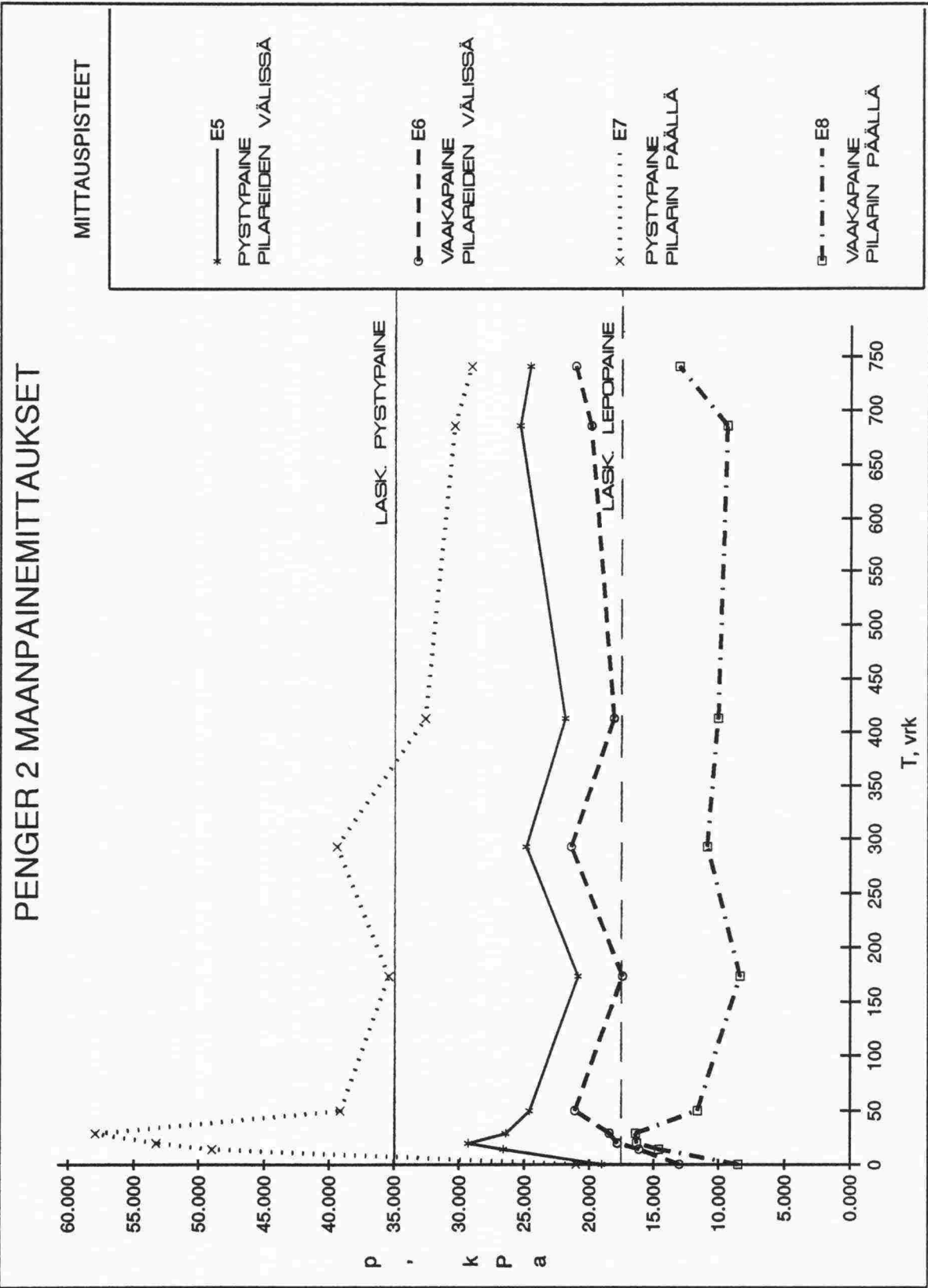
Kuva 2.19: Huokosylipaineet, koepenger 3 (k/k 1.0 m).



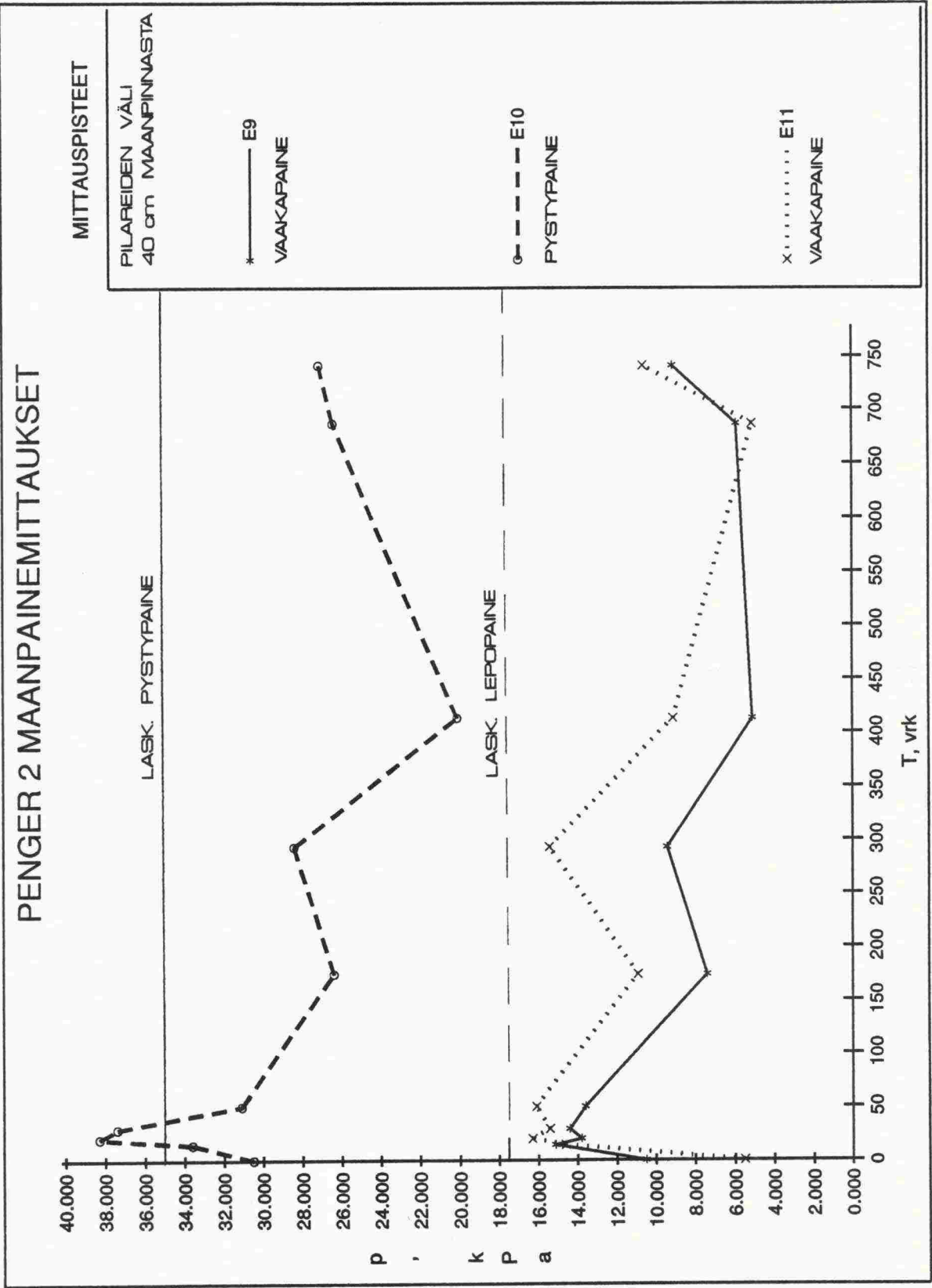
Kuva 2.20: Maanpaineet, maanvarainen koepenger nro 4.



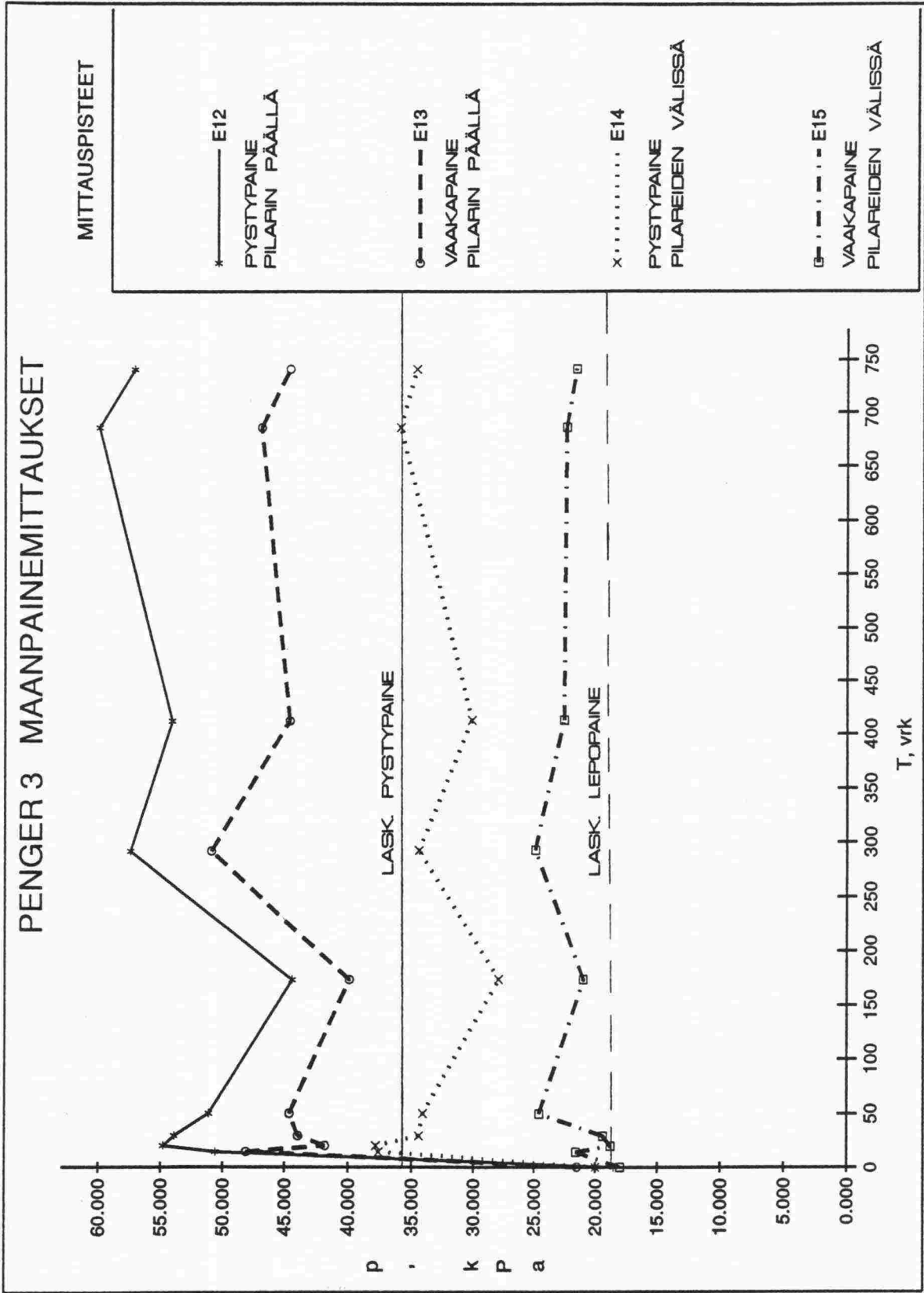
Kuva 2.21: Maanpaineet, koepenger 1 (k/k 1.4 m).



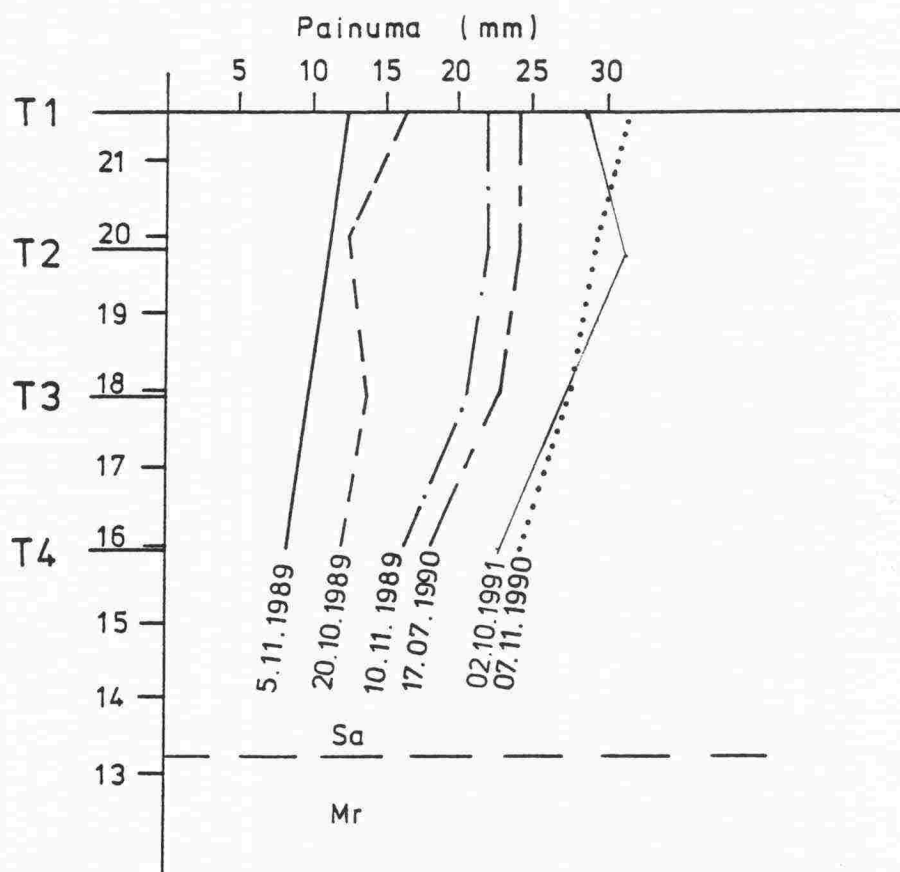
Kuva 2.22: Maanpaineet, koepenger 2 (k/k 1.2 m).



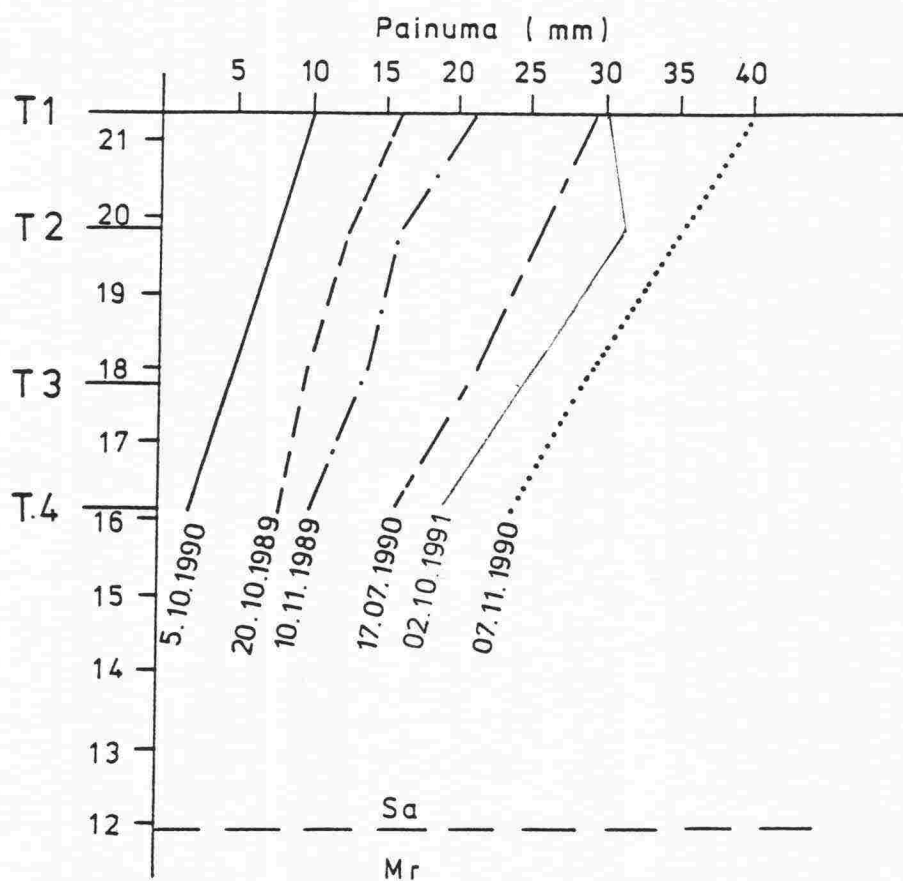
Kuva 2.23: Maanpaineet 40 cm:n korkeudelle leikkauspohjasta pilareiden välissä, koepenger 2 (k/k 1.2 m).



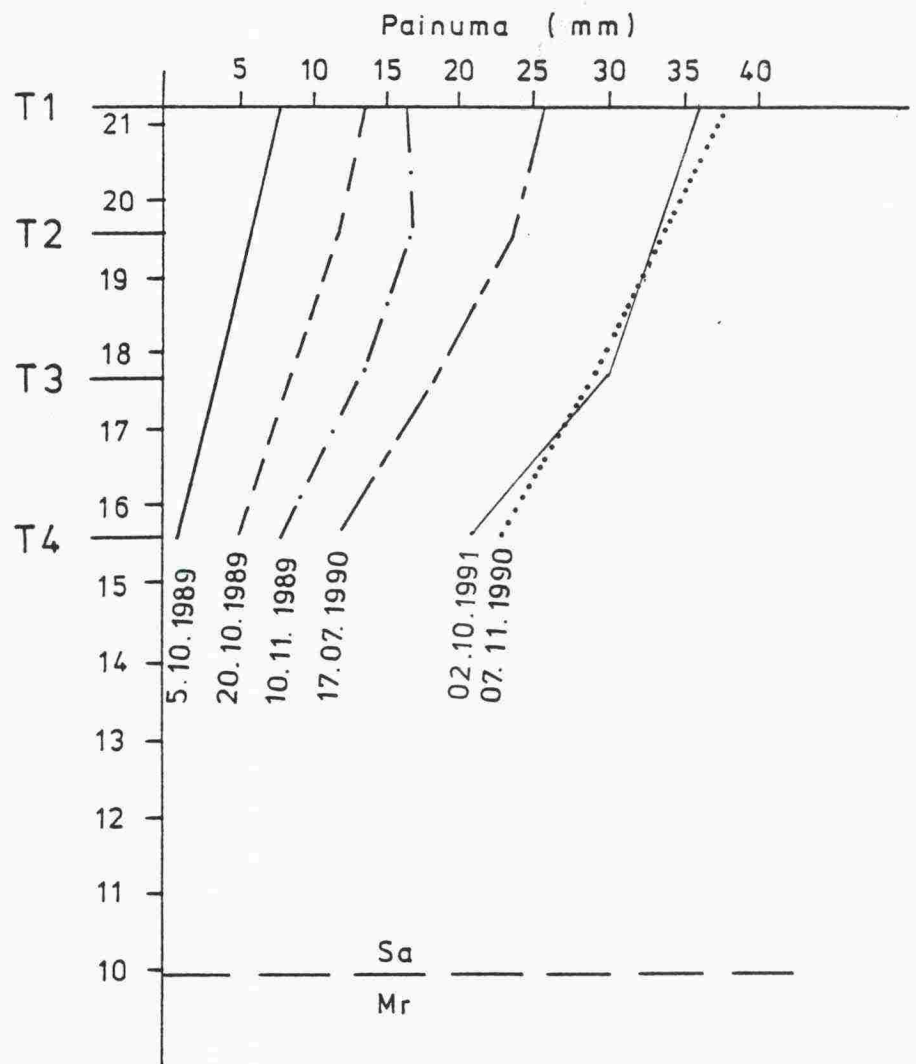
Kuva 2.24: Maanpaineet, koepenger 3 (k/k 1.0 m).



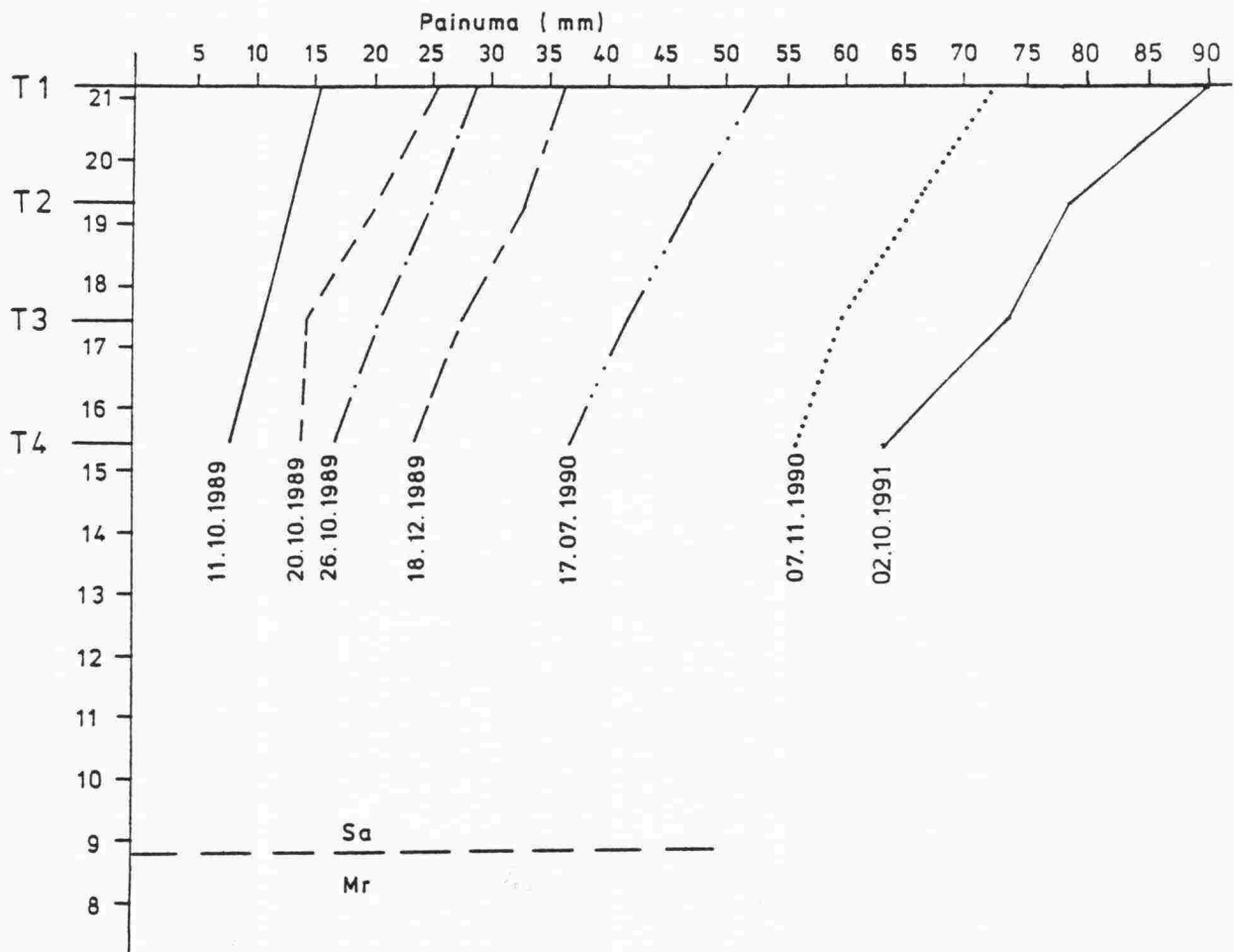
Kuva 2.25: Maakerrosten vertikaalisiirtymät, magneettinen ekstensometri. Koepenger 1, (k/k 1.4 m).



Kuva 2.26: Maakerrosten vertikaalisiirtymät, magneettinen ekstensometri. Koepenger 2, (k/k 1.2 m).



Kuva 2.27: Maakerrosten vertikaalsiirtymät, magneettinen ekstensometri. Koepenger 3, (k/k 1.0 m).



Kuva 2.28: Maakerrosten vertikaalisiirtymät, magneettinen ekstensometri. Maanvarainen koepenger nro 4.

3 MITTAUSTULOSTEN VERTAILU TEOREETTISEN OSAN 1990 KANSSA

3.1 Painumat

Kuvissa 3.1, 3.2 ja 3.3 on esitetty ajan suhteen logaritmisessa asteikossa koepenkereiden 1, 2 ja 3 painumaennusteet ja mitatut keskimääräiset painumat. Painumaennusteet on esitetty raportissa "Tiepenkereen holvautuminen, teoreettinen osa, 1990".

Laskentaennusteet tehtiin ohjelmalla CRISP-1986. Materiaalimallina käytettiin savikerrostumien osalla mallia Modified Cam Clay ja penkereen sekä sementtipilareiden osalla lineaarisesti kimmoista mallia. Savikerrostumien materiaaliparametrit määritettiin TKK:n pohjarakennuksen laboratoriossa ja laskelmissa käytetyt hiekkapenkereen parametrit määritettiin Tiehallituksen maalaboratoriossa. Laskennoissa käytetyt sementtipilareiden kimmo-ominaisuudet perustuivat paikalla suoritettuihin levykuormituskokeisiin. Sementtipilareiden vedenläpäisevyysominaisuuksia ei mitattu, vaan ne arvattiin laskentaennusteita varten. Pilareiden vedenläpäisevyyskertoimeksi valittiin laskelmissa satakertainen vastaavan savikerrostuman vedenläpäisevyyskerroin. Edellä olevasta selviää, että savikerrostumien ja penkereen materiaaliominaisuudet saatiin hyvin selville, kun sen sijaan laskelmissa käytetyt sementtipilareiden ominaisuudet olivat enemmän tai vähemmän epätarkkoja.

Kuvista 3.1 – 3.3 voidaan havaita, että ennustetut ja mitatut painumat poikkeavat erittäin paljon toisistaan. Kun ennustettu kahden vuoden painuma on 75–82 mm, on vastaava havaittu painuma ainoastaan 30–35 mm. Todennäköinen syy poikkeamaan liittyy juuri laskelmissa käytettyjen sementtipilareiden materiaaliominaisuuksien virheellisyyteen.

3.2 Huokosylipaineet

Huokosylipaineiden laskentaennusteet saatiin samojen laskelmien tuloksena kuin painumaennusteetkin. Tästä syystä painumaennusteisiin sisältyneet virhelähteet vaikuttivat myös huokospaine-ennusteissa. Kuvissa 3.4, 3.5 ja 3.6 on esitetty huokosylipaine-ennusteet ja pistekohtaisesti maakerroksissa mitatut huokosylipaineet. Jälkimmäiset on esitetty antureittain (katso luku 2.3) numeroarvoina.

Kuvista 3.4 – 3.6 voidaan havaita, että mittausarvot ovat suurempia kuin ennustetut huokosylipaineet, toisin sanoen mitattu huokosylipaineen pieneneminen (dissipaatio) tapahtuu huomattavasti hitaammin kuin ennustettu dissipaatio. Lisäksi mittaustulokset osoittavat, että huokosylipaine pilarin sisällä on likimain samansuuruinen tai hiukan suurempi kuin huokosylipaine pilareiden välissä. Todennäköisin syy mittaustulosten ja ennusteiden eroavaisuuteen liittyy tässäkin tapauksessa laskelmissa käytettyjen sementtipilareiden materiaaliominaisuuksien virheellisyyteen. Erityisesti voidaan kuvien 3.4 – 3.6 perusteella päätellä, että pilareiden vedenläpäisevyyskerroin ei ole huomattavasti suurempi vaan samaa luokkaa

tai pienempi kuin savikerrostumien vedenläpäisevyyskerroin. Toinen syy eroihin liittyy huokospaineiden mittaukseen: Huokosylipaineen laskemiseksi tarvittava referenssipaine on tässä tapauksessa ollut mitattu pohjaveden staattinen paine eikä vastaavissa syvyyksissä penkereiden ulkopuolella vallitseva huokospaine, ja tästä aiheutuu mittaustuloksiin epätarkkuutta.

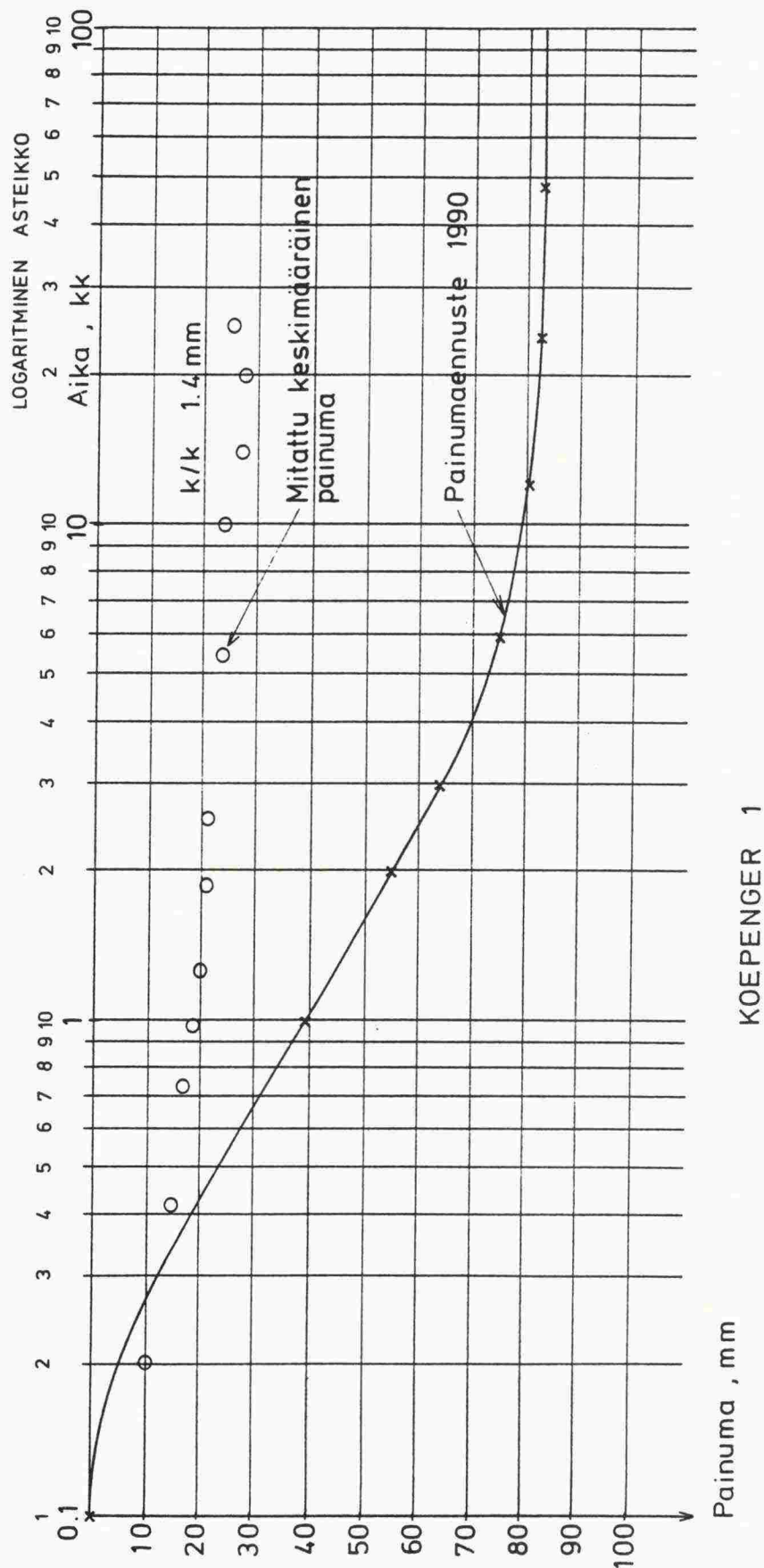
3.3 Maanpaineet

Maanpaine-ennusteet laskettiin ohjelmalla CRISP-1986 samoissa laskennoissa kuin painumat ja huokospaine-ennusteet. Tästä syystä painuma- ja huokosylipaine-ennusteisiin liittyvät virhelähteet ovat antaneet oman vaikutuksensa myös maanpaine-ennusteisiin.

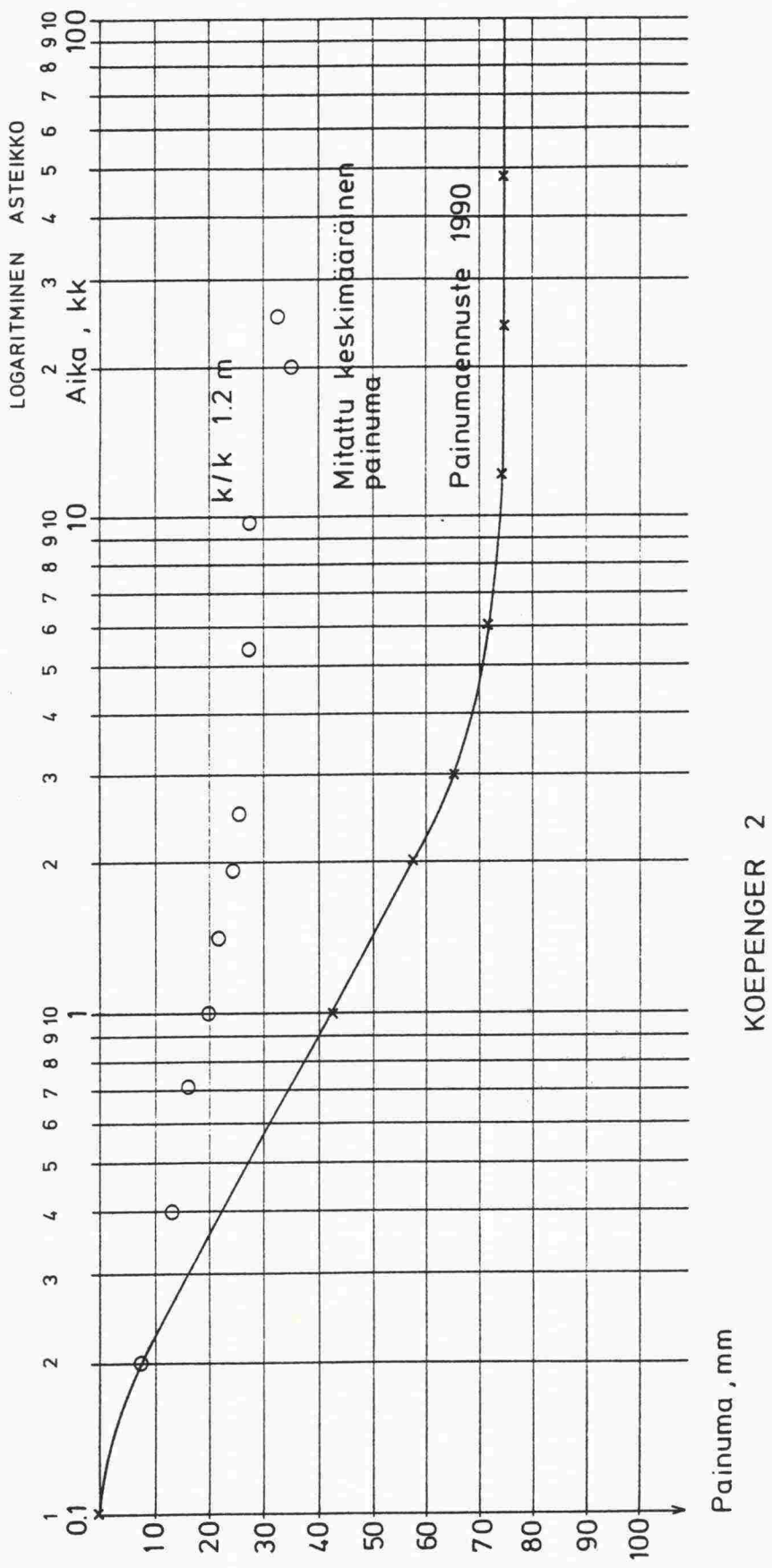
Maanpaine-ennusteissa on esitetty pystypaineen kehittyminen ajan funktiona pilareiden päällä ja pilariväleissä. Ennustetut ja mitatut pystypaineet koepenkereille 1 – 3 on esitetty kuvissa 3.7 – 3.9. Kuvassa 3.7 esitetyt koepenkereen 1 mittaustulokset ovat, kuten luvussa 2.4.2 on todettu, virheellisiä mitattavan pilarin epäonnistumisen takia. Kuvien 3.8 ja 3.9 perusteella voitaneen kuitenkin päätellä, että pystypaine-erot pilareiden päällä ja pilariväleissä ovat ennustettuja pienempiä. Tällöin myös penkereen holvautuminen on ennustettua vähäisempää, vaikkakin holvautumista on selvästi havaittavissa. Erot mitattujen ja ennustettujen pystypaineiden välillä johtuvat paitsi mittauksiin liittyvistä epäonnistumisista myös todennäköisesti laskelmissa käytetyistä sementtipilareiden materiaaliominaisuuksiin liittyvistä virheellisyyksistä.

3.4 Kuvaluettelo

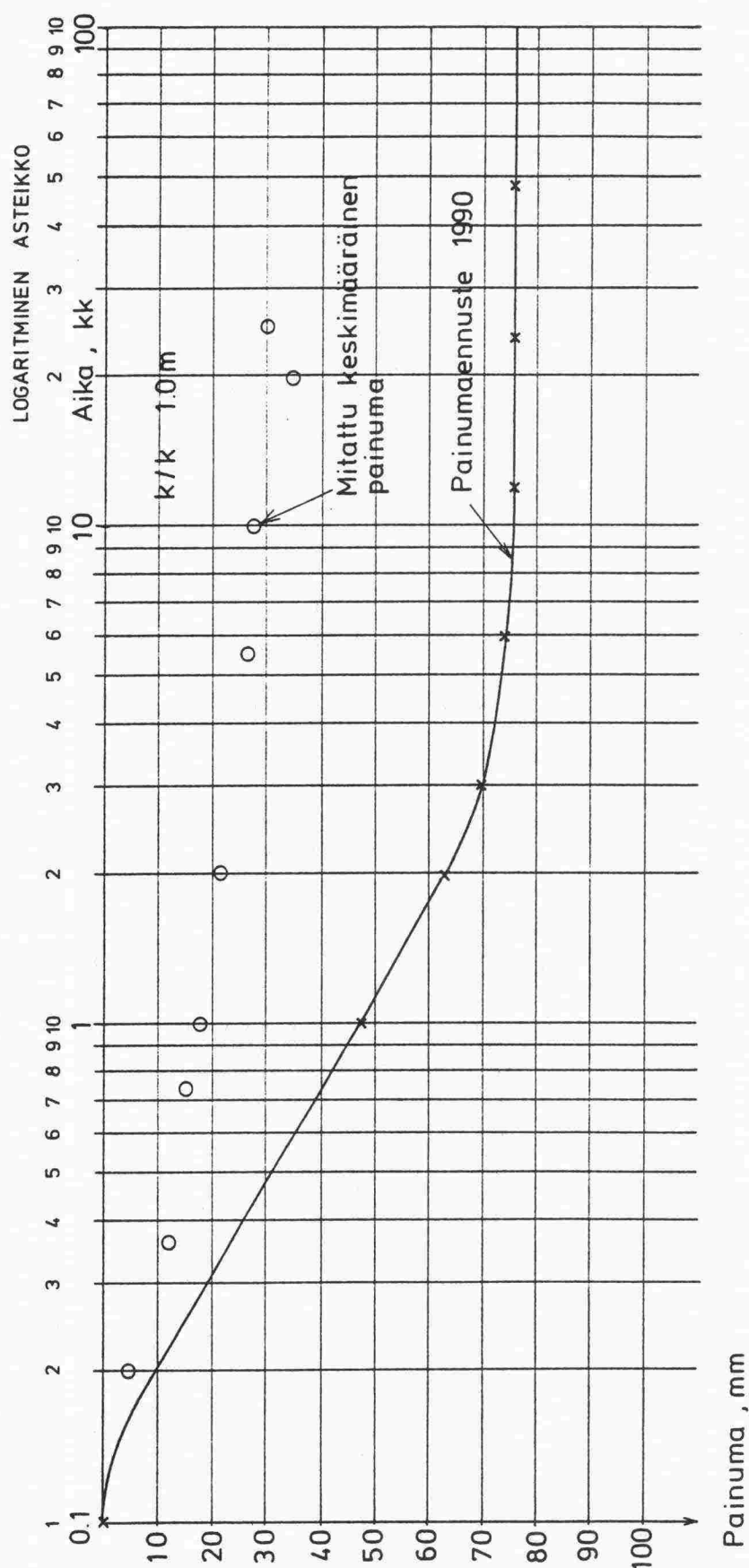
- Kuva 3.1: Koepenger 1 (k/k 1.4 m), painumat; Painumaennuste 1990 ja mitattu keskimääräinen painuma.
- Kuva 3.2: Koepenger 2 (k/k 1.2 m), painumat; Painumaennuste 1990 ja mitattu keskimääräinen painuma.
- Kuva 3.3: Koepenger 3 (k/k 1.0 m), painumat; Painumaennuste 1990 ja mitattu keskimääräinen painuma.
- Kuva 3.4: Koepenger 1 (k/k 1.4 m), huokosylipaineet; Ennuste 1990 ja mitatut huokosylipaineet.
- Kuva 3.5: Koepenger 2 (k/k 1.2 m), huokosylipaineet; Ennuste 1990 ja mitatut huokosylipaineet.
- Kuva 3.6: Koepenger 3 (k/k 1.0 m), huokosylipaineet; Ennuste 1990 ja mitatut huokosylipaineet.
- Kuva 3.7: Koepenger 1 (k/k 1.4 m), pystyjännitykset; Ennuste 1990 ja mitatut pystyjännitykset.
- Kuva 3.8: Koepenger 2 (k/k 1.2 m), pystyjännitykset; Ennuste 1990 ja mitatut pystyjännitykset.
- Kuva 3.9: Koepenger 3 (k/k 1.0 m), pystyjännitykset; Ennuste 1990 ja mitatut pystyjännitykset.



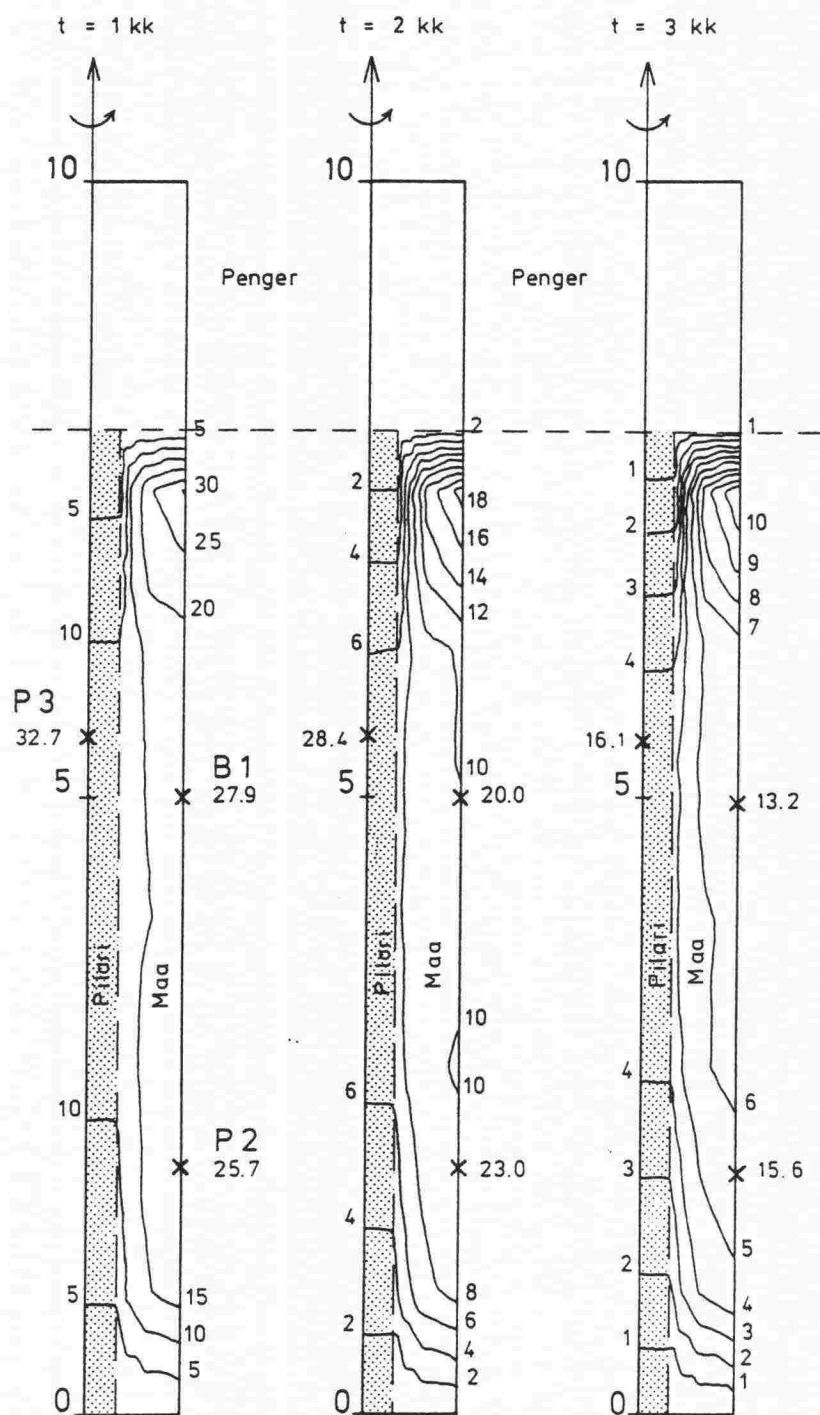
Kuva 3.1: Koepenger 1 (k/k 1.4 m), painumat; Painumaennuste 1990 ja mitattu keskimääräinen painuma.



Kuva 3.2: Koepenger 2 (k/k 1.2 m), painumat; Painumaennuste 1990 ja mitattu keskimääräinen painuma.

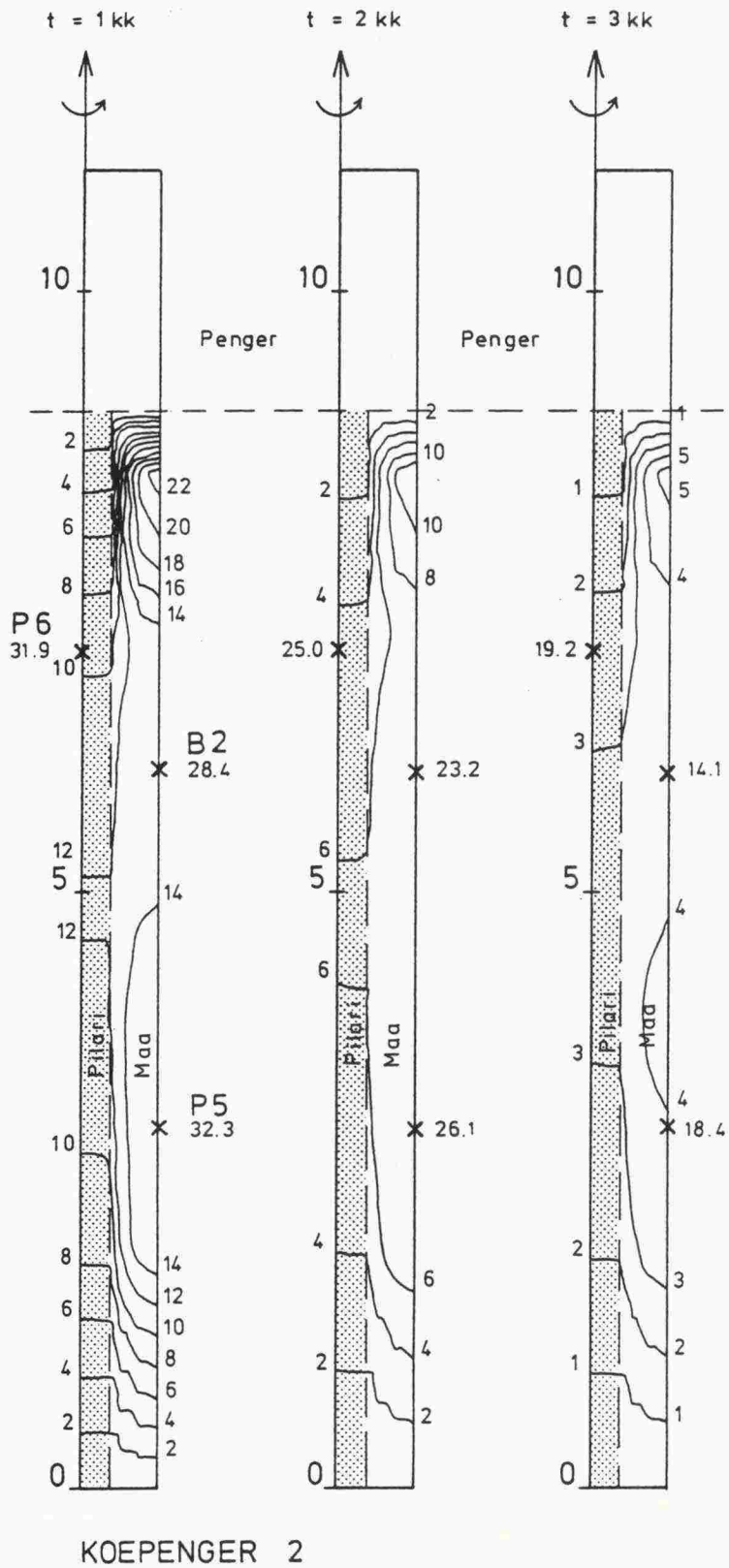


Kuva 3.3: Koepenger 3 (k/k 1.0 m), painumat; Painumaennuste 1990 ja mitattu keskimääräinen painuma.

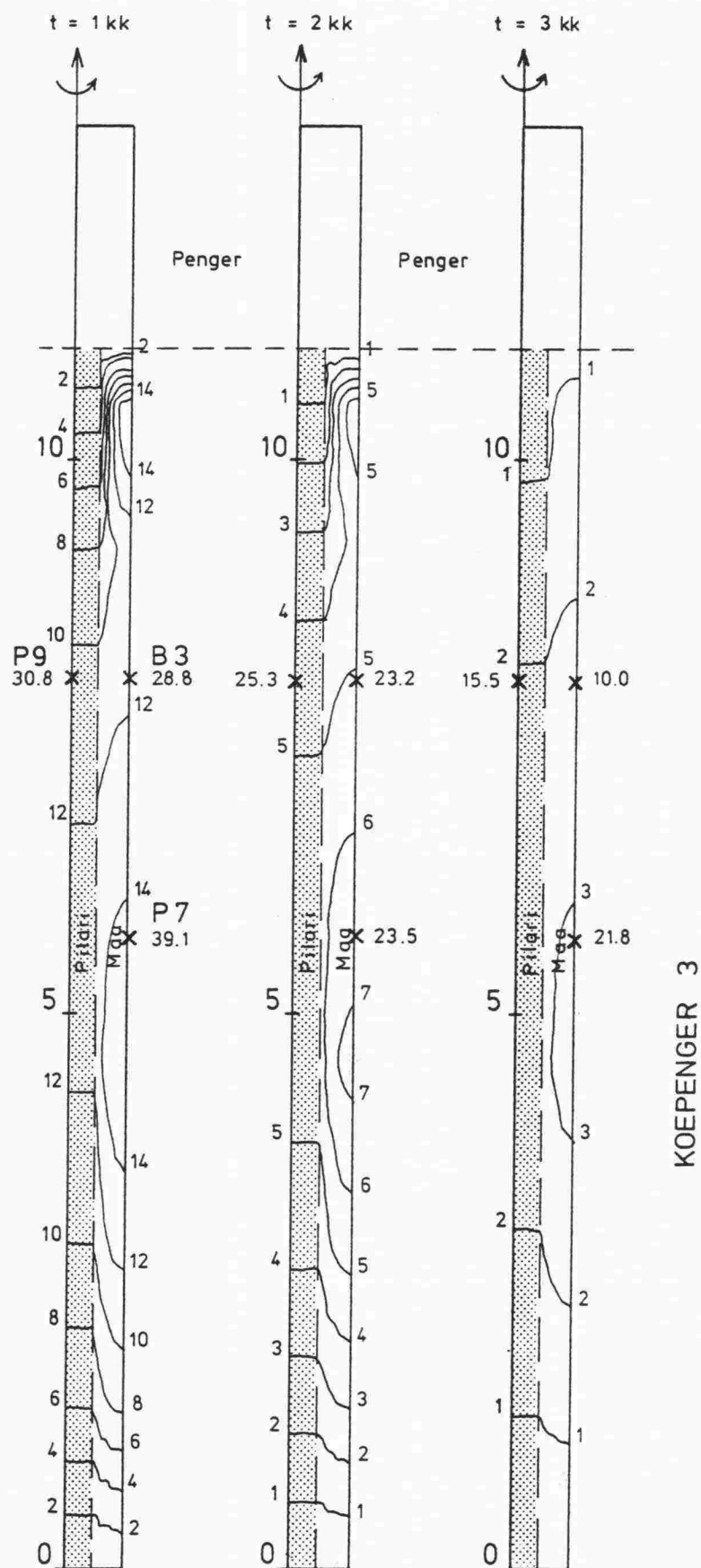


KOEPENGER 1

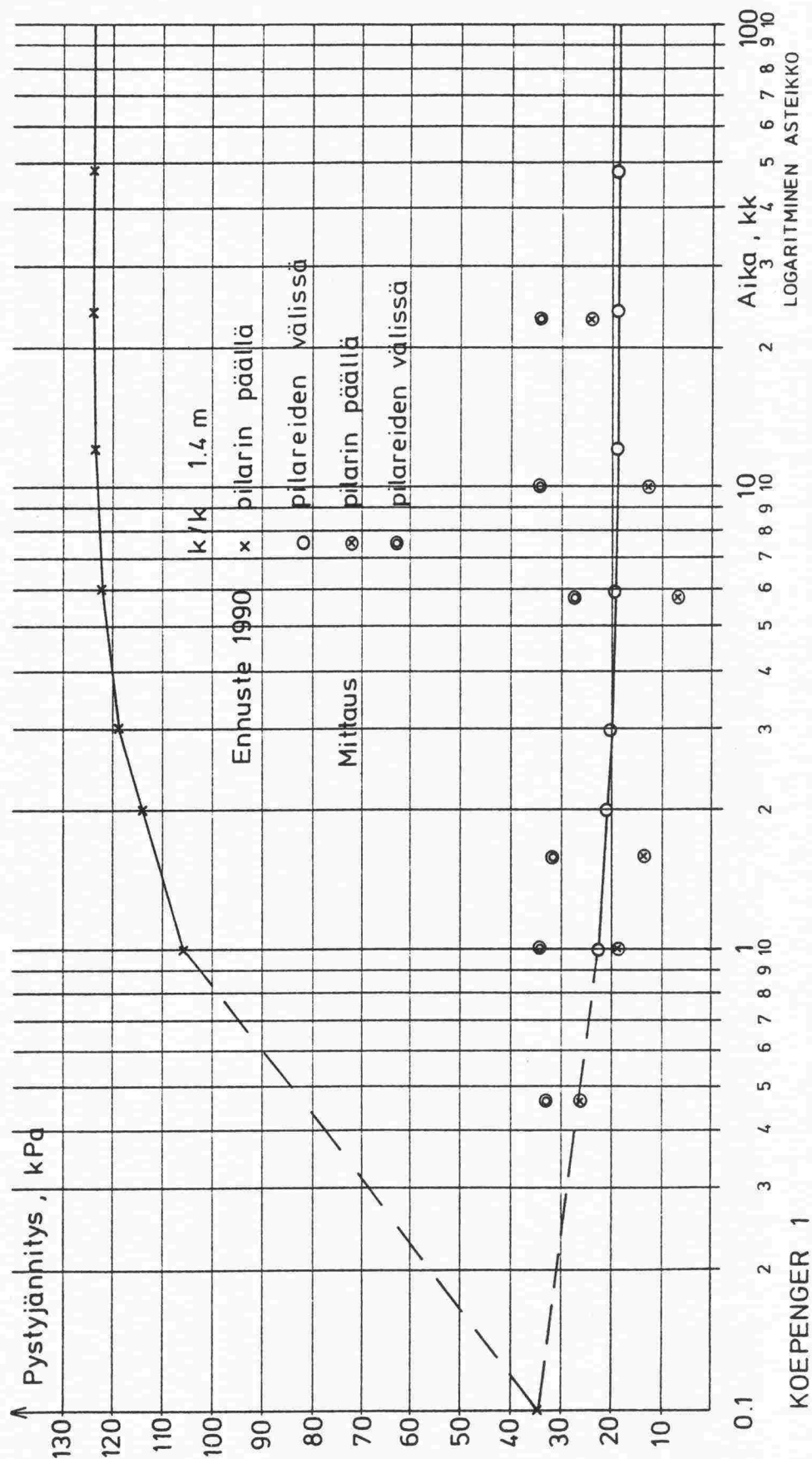
Kuva 3.4: Koepenger 1 (k/k 1.4 m), huokosylipaineet; Ennuste 1990 ja mitatut huokosylipaineet.



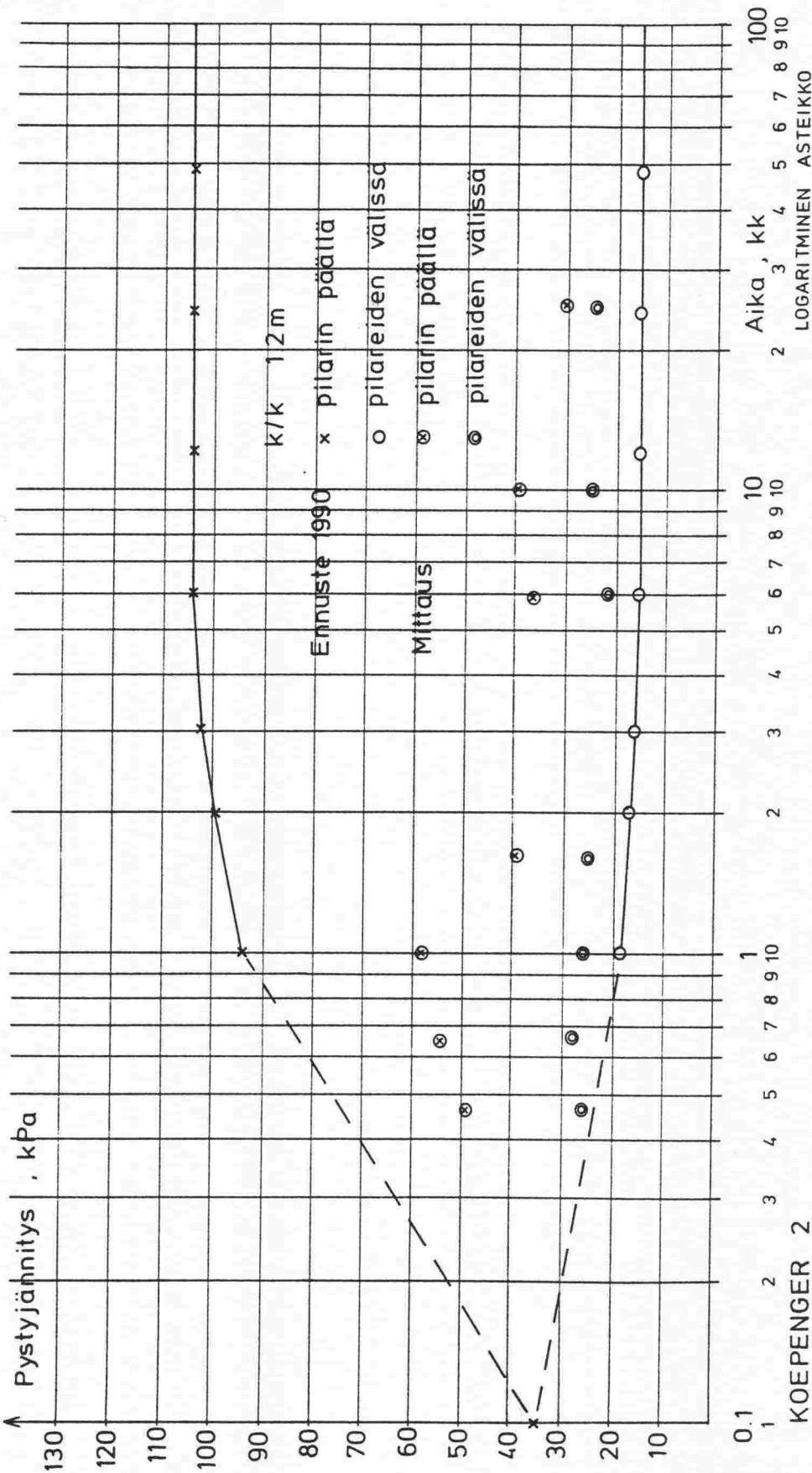
Kuva 3.5: Koepenger 2 (k/k 1.2 m), huokosylipaineet; Ennuste 1990 ja mitatut huokosylipaineet.



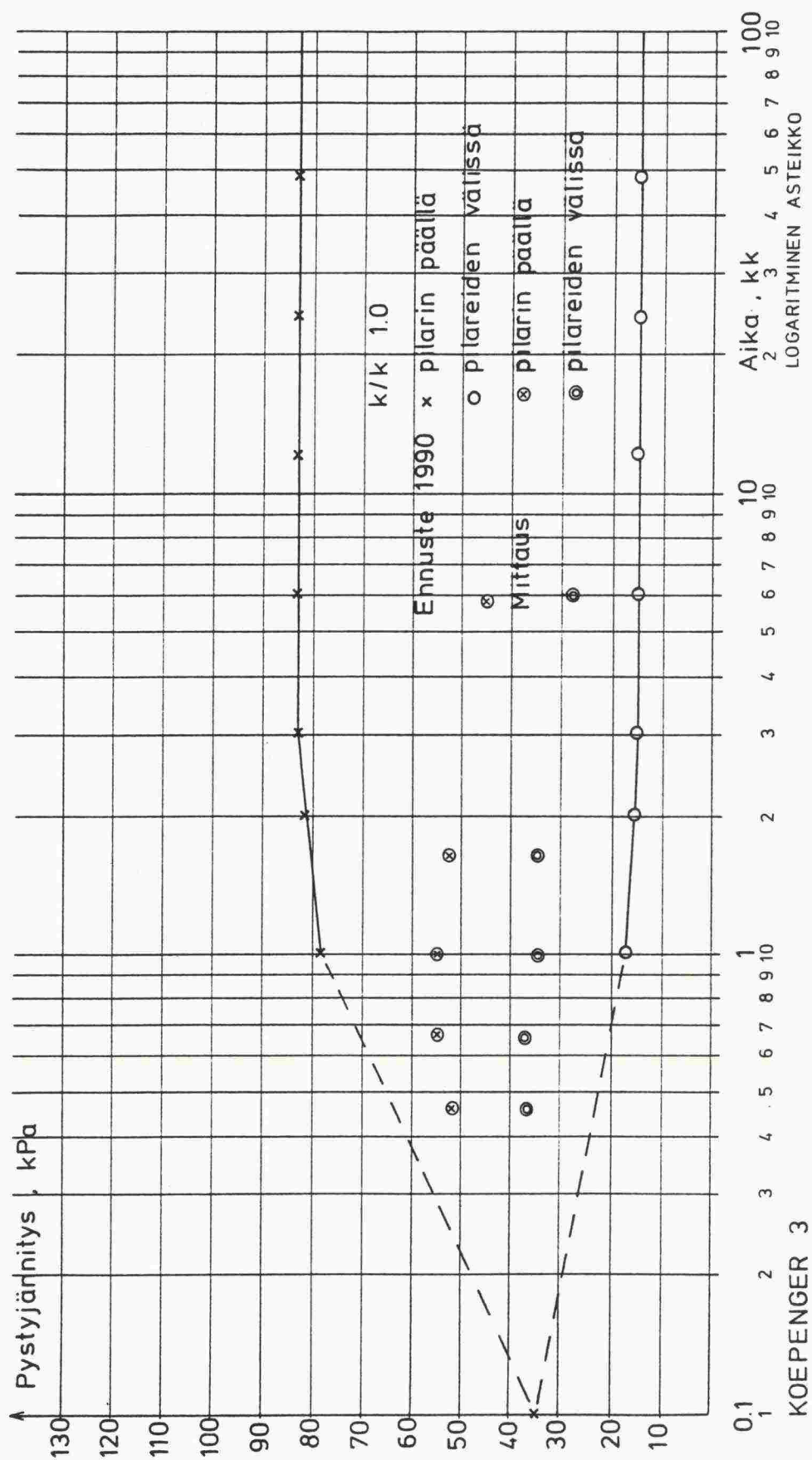
Kuva 3.6: Koepenger 3 (k/k 1.0 m), huokosylipaineet; Ennuste 1990 ja mitatut huokosylipaineet.



Kuva 3.7: Koepenger 1 (k/k 1.4 m), pystyjännitykset; Ennuste 1990 ja mitatut pystyjännitykset.



Kuva 3.8: Koepenger 2 (k/k 1.2 m), pystyjännitykset: Ennuste 1990 ja mitatut pystyjännitykset.



Kuva 3.9: Koepenger 3 (k/k 1.0 m), pystyjännitykset; Ennuste 1990 ja mitatut pystyjännitykset.

4 VERTAILULASKELMIEN TARKENNUS

4.1 Vertailulaskelmien tavoite

Vertailulaskelmien tavoitteena on laskelmien ja kahden vuoden havaintojen yhteensovittaminen. Laskelmilla on pyritty erityisesti simuloimaan jännitysten ja muodonmuutoksien kehittymistä ajassa.

Vertailulaskelmat on tehty ohjelmaa CRISP-90 (Britto and Gunn 1990) käyttäen. Ohjelma on CRISP:n (Critical State Program, Britto and Gunn 1987) mikroversio, joka on tuotu markkinoille 1990. Uuteen versioon on lisätty elementtityyppejä (mm. nelikulmio-, sauva- ja palkkielementti) sekä materiaalimalleja (mm. Mohr-Coulomb, Drucker-Prager, Schofield). Ohjelmassa käytetään Biotin (1941) kolmiulotteista konsolidaatioteoriaa. Insinööritoimisto Y-Suunnittelussa CRISP-90:n pääohjelmat on siirretty VAX-ympäristöön, jolloin on päästy suurempaan laskunopeuteen ja parempaan graafiseen tulostukseen.

4.2 Lähtötiedot ja parametrit

4.2.1 Elementtityypit ja materiaalimallit

Laskennat on tehty käyttäen kahdeksansolmuisia nelikulmioelementtejä. Kuivakuoren alapuolella on käytetty konsolidoituvia elementtejä, joissa on ylimääräiset vapausasteet huokosylipaineelle.

Maakerroksia on laskennassa kuvattu muunnetulla kriittisen tilan mallilla (Modified Cam Clay, Roscoe and Burland 1968). Poikkeuksena on kuivakuori, jossa on käytetty ns. Schofieldin mallia, joka yhdistää Cam Clay myötöpintaan (Schofield and Wroth 1968) Hvorslevin murtokriteerin (1937) ja vetohalkeamapinnan (tensile crack region). Penger materiaalia ja sementtipilareita on kuvattu Mohr-Coulombin materiaalimallilla.

4.2.2 Laskentaparametrit

Savi:

Savikerrosten parametrit on määritetty Teknillisen korkeakoulun Pohjarakennuksen ja maamekaniikan laboratoriossa. Maakerrosjako ja laskennassa käytetyt parametrit on esitetty taulukossa 4.1. Samaa maakerrosjakoa on kairaustulosten perusteella voitu käyttää kaikissa penkereissä. Kovan pohjan syvyyden vaihtelu on otettu huomioon pengerkohtaisesti.

Kuvassa 4.1 on esitetty koepenkereen 4 laskennassa käytetty alkujännitys-tila. Pohjavedenpinta on havaintojen mukaan noin 2.7 m syvyydellä maanpinnasta. Kerros 1 on oletettu voimakkaasti ylikonsolidoituneeksi ja kerrokset 3 – 6 likimain normaalikonsolidoituneiksi.

Laskennassa on vertikaalinen ja horisontaalinen vedenläpäisevyys oletettu yhtä suuriksi.

Taulukko 4.1 Maakerrokset- ja parametrit

nro	z	x	λ	e_{cr}	M	ν	γ	$k_x = k_y$	p'_c
1	0.0-1.8	0.02	0.21	2.49	1.1	0.1	16.2		150
2	1.8-2.7	0.05	0.53	3.67	1.1	0.1	15.0	0.115	102
3	2.7-5.2	0.015	0.40	2.73	1.1	0.1	16.0	0.115	41
4	5.2-8.2	0.05	0.90	5.41	1.2	0.1	15.0	0.062	66
5	8.2-10.0	0.05	0.80	4.98	1.1	0.1	15.5	0.106	79
6	10.0-12.5	0.04	0.60	5.11	1.1	0.1	16.2	0.106	92

z	syvyys maanpinnasta, m
x	elastisen tilavuudenmuutoksen parametri, -
λ	kokonaistilavuudenmuutoksen parametri, -
e_{cr}	huokosluku kriittisessä tilassa, -
M	kriittisen tilan mallin lujuusparametri, -
ν	Poissonin luku, -
γ	tilavuuspaino, kN/m^3
k_x	vaakasuuntainen vedenläpäisevyyskerroin, m/kk
k_y	pystysuuntainen vedenläpäisevyyskerroin, m/kk
p'_c	esijännitys hydrostaattisella akselilla, kPa

Schofieldin mallin käyttö edellyttää kahta lisäparametria:

H = 0.8
S = 3

H Hvorslevin pinnan kaltevuus, -
S vetohalkeamapinnan kaltevuus, -

Penger:

Pengermateriaalin kimmomoduuli ja Poissonin luku on määritetty tiehallituksen geopalvelukeskuksessa tehdyistä kolmiakselikokeista (TVH 1990). Kitkakulmaksi on laskelmiin valittu suurin mobilisoitunut kitkakulma, ja sen lisäksi penkereellä on laskentateknisistä syistä oletettu olevan näennäistä koheesiota.

Penkereen parametrit:

E = 14.600 kPa
 ν = 0.33
c = 5.0 kPa
 ϕ = 37.5°
 γ = 18.7 kN/m^3

E = kimmomoduuli, kPa
c = koheesio, kPa
 ϕ = kitkakulma, °

Sementtipilarit:

Sementtipilarien parametrien määrittystä vaikeuttaa koetulosten suuri hajonta levykuormituskokeissa (TVH 1990). Puristuskokeiden sekä takaisinlaskennan perusteella on laskennassa käytetty aiempia laskelmia (TVH 1990) suurempaa kimmomoduulin arvoa. Kitkakulma ja koheesio on määritetty takaisin laskemalla, joten ne ovat oletuksia, kuten Poissonin lukukin.

Sementtipilarin tilavuuspainoksi on oletettu ympäröivän maan tilavuuspaino ja sen vedenläpäisevyyden on oletettu olevan likimain yhtä suuri kuin ympäröivällä maalla. Pilarin ei ole siten oletettu toimivan pystyोजना, vaan rakeisena materiaalina.

Sementtipilareiden parametrit:

$$\begin{aligned} E &= 30.000 \text{ kPa} \\ \nu &= 0.3 \\ c &= 5.0 \text{ kPa} \\ \phi &= 45^\circ \end{aligned}$$

4.2.3 Elementtiverkko ja laskentamalli

Maanvarainen koepenger, penger 4, on muutettu ekvivalenttisäteen avulla ympyränmuotoiseksi ja laskelmat on tehty aksisymmetrisessä jännitys- ja muodonmuutostilassa. Laskennassa käytetty elementtiverkko on esitetty kuvassa 4.2

Sementtipilaroidut koepenkeret 1, 2 ja 3 on mallinnettu pyörähdyssymmetrisesti kuvan 4.3 periaatetta soveltaen, jolloin laskelmat tehdään aksisymmetrisessä jännitys- ja muodonmuutostilassa. Tyypillinen laskennassa käytetty elementtiverkko on esitetty kuvassa 4.4. On huomattava, että kuvassa 4.4 on vaakamittakaava kymmenkertainen pystymittakaavaan nähden.

Laskennassa penkereen rakentamista on simuloitu CRISP-90 esittämällä tavalla: penger rakennetaan inkrementtaalisesti tietyt materiaaliominaisuudet omaavista elementeistä. Koepenkereiden rakentamisaikataulu on esitetty kuvassa 1.1. Penkereiden 1, 2 ja 3 rakentaminen on kestänyt lähes kuukauden, joten myös rakennusaikana tapahtunut konsolidaatio tulisi ottaa laskelmissa huomioon. Koska painumaseuranta on aloitettu vasta kun penger on ollut lähes täydessä korkeudessa, ei rakentamisen ajallinen simulointi ole vertailulaskelmien kannalta mielekäästä. Tästä syystä on odotettavissa, että laskennalliset painumat ovat jonkin verran havaittua suurempia.

Kuorman lisäyksen, eli penkereen rakentamisen, on oletettu tapahtuvan suljetussa tilassa, jolloin huokospaine saa rauhassa kehittyä ja jännitykset tasaantua. Huokosvesi pääsee suotautumaan vasta konsolidaatiovaiheessa. Tällöin huokospaineen O-viivan, eli vettä läpäisevän pinnan, on oletettu kulkevan kuivakuoren alapinnassa ja mallin pohjalla (kuva 4.1). Huokospai-

ne pääsee siten nousemaan myös kuivakuoren ja pohjaveden pinnan välissä olevaan osittain vedellä kyllästettyyn kerrokseen.

4.3 Laskentatulokset

4.3.1 Maanvarainen koepenger (penger nro 4)

Maanvaraisen koepenkereen pengerkorkeus on 1.8 m. Kuvissa 4.5 – 4.9 on esitetty koepenkereen 4 siirtymät siirtymävektoreina eri ajankohtina. Painuma suljetun tilan lopussa on laskelmien mukaan 3.79 cm ja kahden vuoden konsolidaatioajan jälkeen noin 8.83 cm. Laskettu viidenkymmenen vuoden painuma on 18.35 cm. Kuvissa 4.10 – 4.14 on esitetty pystysiirtymien tasa-arvokäyrät.

Jännitysvektorit suljetun tilan lopussa ja kahden vuoden konsolidaatioajan jälkeen on esitetty kuvissa 4.15 ja 4.16. Jännitykset ovat tehokkaita kokonaisjännityksiä, millä tarkoitetaan tässä tehokkaiden alkujännitysten ja penkereestä aiheutuvien tehokkaiden lisäjännitysten summaa. Huokosylipaineen tasa-arvokäyrät vertailujakson aikana on esitetty kuvissa 4.17 – 4.21.

Kuvissa 4.22 – 4.26 on esitetty CRISP-90 laskennan jännityspolut maakerrosten 1 – 5 keskellä. Aika 3 d vastaa suljetun tilan loppua ja aika 50 vuotta vastaa viidenkymmenen vuoden konsolidaatiopainumaa. Jännityspolut on piirretty maakerroksissa sekä penkereen keskellä että luiskan juuressa.

Kuvien 4.22 ja 4.23 perusteella voidaan todeta, että kerroksissa 1 ja 2 muodonmuutokset ovat lähestulkoon koko laskenta-ajan puhtaasti elastisia. Kerroksessa 1 (kuva 4.22) elementti 125 murtuu Hvorslevin pinnalla jo suljetussa tilassa.

Kerroksen 3 jännityspolusta (kuva 4.24, elementti 65) huomataan, että laskennassa käytetty kuormitusinkrementtien määrä suljetussa tilassa ei ole ollut ko. elementtiä ajatellen aivan riittävä, koska myötöpinta on siirtynyt suljetussa tilassa noin 3 kPa. Laskennassa tämä tarkoittaa sitä, että varsinaisessa konsolidaatiovaiheessa muodonmuutokset lasketaan plastisina heti alusta lähtien. Viereisissä elementeissä vastaavaa ei ole kuitenkaan tapahtunut, joten tarkkuutta voidaan pitää riittävänä.

4.3.2 Koepenger 1, sementtipilarit k/k 1.4 m

Koepenkereen 1 pengerkorkeutena on laskelmissa käytetty 1.7 m ja painuvien savikerrosten paksuus on noin 7.4 m. Kuvissa 4.27 – 4.31 on esitetty penkereen 1 siirtymävektorit. Suljetun tilan lopussa on siirtymä pilarin keskellä noin 0.93 cm ja pilarien välissä noin 1.14 cm. Kahden vuoden konsolidaatioajan jälkeen ovat painumat vastaavasti 3.58 cm ja 3.78 cm. Penkereen holvaantumisen vaikutuksesta ovat painumaerot siten vain parin millimetrin luokkaa. Laskennallinen 50 vuoden painuma pilarien välissä on 4.05 cm.

Penkereen 1 jännitysvektorit eri ajankohtina on esitetty kuvissa 4.32 – 4.36. Jännitykset ovat tehokkaita kokonaisjännityksiä. Kuvassa 4.32 on havaittavissa holvaantumisen vaikutus jo suljetussa tilassa. Kuvissa 4.33 – 4.36 on nähtävissä myös pilarin ja maan välisen kitkan vaikutus pääjännityssuuntiin.

Koska laskelmissa otaksuttiin pilarin vedenläpäisevyys yhtä suureksi kuin ympäröivän maan vedenläpäisevyys, on huokosylipaineen jakauma sementtistabiloidussa maapohjassa vaakasuunnassa tasainen. Kuvassa 4.37 on esitetty huokosylipaineen jakauma penkereen 1 alla syvyys suunnassa eri ajankohtina. Kahden vuoden konsolidaatioajan jälkeen ylipaineet ovat jo pääosin purkautuneet.

Kuvassa 4.38 on esitetty penkereen aiheuttaman tehokkaan pystysuuntaisen lisäjännityksen jakauma pilarin kohdalla eri ajanhetkinä. Suljetussa tilassa ($t = 3d$) kohdistuvat lisäjännitykset vain pilarin yläosaan. Konsolidaation myötä jännitykset pilarissa kasvavat. Pilarin yläpäässä jännitykset pysyvät lähestulkoon vakiona koko konsolidaatioajan kun taas pilarin alaosiin kohdistuu huomattavia, ajan myötä kasvavia, jännityksiä. Kuvasta 4.38 on myös selvästi havaittavissa maapohjan kerroksellisuuden vaikutus jännitysjakaumaan.

Kuvassa 4.39 on esitetty jännityspolut pilarissa heti penkereen alla (elementti 41) ja mallin keskellä (elementti 18). Mohr-Coulombin murtosuora määritetään annettujen lujuusparametrien ja CRISP-90 laskelman Loden kulman avulla. Loden kulma $^\circ$ vaihtelee jonkin verran laskennan aikana, ja murtosuora kiertyy sen mukana. Arvot ovat kuitenkin hyvin lähellä 30° :tta, joka vastaa teoreettista arvoa kolmiakselisessa puristuskokeessa (triaxial compression). Kuvaan 4.39 murtosuora on piirretty tätä arvoa käyttäen. Pilarin yläpää (elementti 41) ajautuu murtoon jo suljetussa tilassa ja mallin keskivälissäkin ajaudutaan hyvin lähelle murtoa viidenkymmenen vuoden konsolidaatioajan jälkeen.

4.3.3 Koepenger 2, sementtipilarit k/k 1.2 m

Koepenkereen 2 korkeus on 1.9 m ja savikerrosten paksuus noin 9.2 m. Kuvissa 4.40 – 4.44 on esitetty penkereen 2 siirtymävektorit. Suljetun tilan lopussa on siirtymä pilarin keskellä noin 0.93 cm ja pilarien välissä noin 1.12 cm ja kahden vuoden kuluttua vastaavasti 4.59 cm ja 4.78 cm. Painumaerot ovat samansuuruisia kuin penkereessä 1. Laskennallinen 50 vuoden painuma pilarien välissä on 5.65 cm.

Penkereen 2 pääjännitysvektorit on esitetty kuvissa 4.45 – 4.49. Jännitykset ovat tehokkaita kokonaisjännityksiä.

Huokosylipaineen jakauma penkereen 2 alla eri ajankohtina on esitetty kuvassa 4.50. Kahden vuoden konsolidaatioajan jälkeen ylipainetta on enää noin 7.5 kPa.

Kuvassa 4.51 on esitetty pengerkuormasta aiheutuvan pystysuuntaisen lisäjännityksen jakauma pilarissa eri ajankohtina. Tulokset ovat samansuun-

taisia kuin penkereessä 1. Pilarin yläpäässä jännitykset ovat likimain samansuuruisia kuin penkereessä 1. Pienemmästä k/k välistä johtuen jännitykset ovat kuitenkin syvemmällä pilarissa suuremmasta pengerkorkeudesta huolimatta huomattavasti pienempiä kuin penkereessä 1.

Kuvassa 4.52 on esitetty jännityspolut pilarissa penkereen 2 alla. Heti penkereen alla pilari murtuu suljetussa tilassa. Mallin keskellä sensijaan murto on kaukana vielä 50 vuoden konsolidaatioajan jälkeen, toisin kuin penkereessä 1 (kuva 4.39).

4.3.4 Koepenger 3, sementtipilarit k/k 1.0 m

Penkereen 3 pengerkorkeutena on käytetty 2.1 m ja painuvia kerroksia on noin 9.8 m. Kuvissa 4.53 – 4.57 on esitetty penkereen 3 siirtymävektorit eri ajankohtina. Suljetun tilan lopussa on siirtymä pilarin keskellä noin 0.89 cm ja pilarien välissä noin 1.06 cm. Kahden vuoden konsolidaatiopainuma on pilarin kohdalla 4.70 cm ja pilarien välissä 4.86 cm. Koska pengeri on korkeampi ja k/k väli pienempi, on holvaantuminen tehokkaampaa, ja painumaerot ovat siten aavistuksen verran pienempiä kuin penkereissä 1 ja 2. Laskennallinen 50 vuoden painuma pilarien välissä on 5.57 cm.

Penkereen 3 jännitysvektorit on esitetty kuvissa 4.58 – 4.62. Kuten edellä jännitykset ovat tehokkaita pääjännityksiä.

Kuvassa 4.63 on esitetty huokosylipaineen jakauma penkereen 3 alla. Kahden vuoden konsolidaatioajan ylipainetta on jäljellä suurinpiirtein saman verran kuin penkereessä 2.

Pengerkuormasta aiheutuvan lisäjännityksen jakauma on esitetty kuvassa 4.64. Jakaumat eri ajanhetkinä ovat varsin samanlaisia kuin penkereessä 2, syvemmällä pilarissa lisäjännitykset ovat kuitenkin jonkin verran suurempia.

Jännityspolut penkereen alla pilarissa on esitetty kuvassa 4.65. Tulokset ovat samansuuntaisia kuin penkereessä 2.

4.4 Laskentatulosten vertailu havaintoihin

4.4.1 Painumat

Maanvarainen koepenger (penger nro 4):

Kuvassa 4.66 on verrattu maanvaraisen penkereen painumahavaintojen keskiarvoa CRISP90:llä laskettuun aika-painuma -kuvaajaan. Laskettu suljetun tilan painuma on jonkin verran suurempi kuin havaittu painuma. Tähän löytyy luonnollinen selitys, kun katsotaan penkereen 4 rakentamisaikataulua (kuva 1.1): painumamittaukset on aloitettu 9.10.1989 ja ensimmäinen varsinainen painumahavainto on tehty 11.10.1989 kun taas penkereen rakentaminen on aloitettu jo 8.10.1989. Todellisen painuman voidaan arvioida olevan siten noin 1 cm havaittua suurempi. Kuvaan 4.15 on piirretty myös arvioitua tapahtunutta painumaa kuvaava käyrä, johon laskentatuloksia jatkossa verrataan.

Havaitut ja lasketut painumat vastaavat erittäin hyvin toisiaan noin 300 d. Tämän jälkeen havaitut painumat on suurempia kuin lasketut. Ilmiötä voidaan selittää sekundaaripainumalla. Klassisen käsityksen mukaan sekundaaripainuma alkaa vasta kun huokosylipaine on pääosin purkaantunut ja primaaripainuma alkaa loppua (Taylorin teoria A, Taylor 1942). Janbun (1985) mukaan sekundaarinen painuminen voi kuitenkin jo alkaa, kun konsolidaatioaste U_p on 15 – 40 %. Tämän ns. teorian B esitti Taylor jo vuonna 1942. Jos verrataan yhden vuoden painumaa 50 vuoden painumaan, voidaan todeta, että penger on painunut yhdessä vuodessa jo noin 39 %. Tämänhetkisen painuman voi siten olettaa olevan primaarisen ja sekundaarisen painuman yhdistelmä.

Sementtistabiloidut koepenkeret 1, 2 ja 3:

Kuvissa 4.67, 4.68 ja 4.69 on verrattu penkereiden 1, 2 ja 3 havaittujen painumien keskiarvoja CRISP-90:llä laskettuihin painumiin. Koepenkeret 1, 2 ja 3 rakentaminen on aloitettu 13.9.1989, kun taas painumahavainnot on aloitettu vasta 28.9.1989 (kuva 1.1). Pengerkorkeutta on tässä ajassa tullut noin metri. Virhettä lisää vielä penkereiden rakentamiseen kulunut pitkä aika, 15 – 28 d. Tänä aikana on jo ehtinut tapahtua primaarista konsolidoitumista. Todellisten painumien voidaan arvioida olevan noin 1 cm suurempia kuin havaitut. Kuviin on piirretty myös arvioitua tapahtunutta painumaa kuvaavat käyrät.

Kuvista 4.67, 4.68 ja 4.69 voidaan todeta, että pääsääntöisesti lasketut painumat ovat olleet pienempiä kuin arvioidut tapahtuneet painumat. Kuten luvussa 2 todettiin, stabiloitujen penkereiden painumahavainnot likimain linearisoituvat puolilogaritmisessa aika-asteikossa (kuvat 2.5, 2.8 ja 2.11). Tällöin painuma noudattaa Buismanin (1986) puolilogaritmista aikafunktiota, joka on vanhin sekundaaripainumaa kuvaava funktio. Stabiloitujen penkereiden painuma on siten nähtävästi lähes alkuvaiheesta lähtien primaarisen ja sekundaarisen painuman kombinaatio. Tällöin pelkästään primaaripainuman laskentaan perustuvat mitoitusmenetelmät aliarvioivat painuman kehittymistä.

4.4.2 Huokosylipaineet

Maanvarainen koepenger (penger nro 4)

Kuvassa 4.70 on verrattu havaittuja huokosylipaineen arvoja CRISP-90:llä laskettuihin arvoihin eri syvyyksissä maanvaraisen penkereen keskellä. Kuten luvussa 2 kohdassa 2.3 on todettu eivät asentamisesta aiheutuneet huokospaineet ole ehtineet tasoittua ennen rakentamisen aloittamista. Huokosylipaineiden suuruudessa voi siten olla huomattaviakin eroja.

Laskentatuloksia, ja nimenomaan huokospaineen dissipoitumista ajassa, voidaan kuitenkin mainiosti verrata toisiinsa noin puolen vuoden ajan. Tämän jälkeen tapahtunut huokospaineen selittämätön äkillinen kasvu ei enää ole laskelmin arvioitavissa. Kuvan 4.70 perusteella voidaan todeta, että noin 3 m:n syvyydellä havaitut ja lasketut huokosylipaineet vastaavat varsin mukavasti toisiaan. Sen sijaan syvemmällä, noin 6 metrin syvyydessä, dissipoituminen on ollut huomattavasti laskettua nopeampaa.

Sementtistabiloidut koepenkeret 1, 2 ja 3:

Kuvassa 4.71 on verrattu penkereen 1 (sementtipilarit k/k 1.4 m) havaittuja huokosylipaineita laskettuihin arvoihin. Kuten edellä on todettu, tuloksia voidaan verrata toisiinsa noin puolen vuoden ajalla. Kuvan 4.71 perusteella voidaan todeta, että havaittu ja laskettu dissipoitumisnopeus vastaavat suhteellisen hyvin toisiaan niin 3 m kuin 6 m syvyydessä. Mikäli verrataan laskettujen ja havaittujen huokosylipaineiden suuruutta toisiinsa, voidaan todeta, että etenkin ylemmissä kerroksissa havaitut huokosylipaineet ovat huomattavasti laskettuja suurempia.

Kuvassa 4.72 on esitetty penkereen 2 (sementtipilarit k/k 1.2 m) havaitut ja lasketut huokosylipaineet ajassa. Tulokset ovat samansuuntaisia kuin penkereessä 1. Dissipoitumisnopeudet vastaavat varsin hyvin toisiaan, kun taas havaittu huokosylipaine ylimmissä kerroksissa on laskettua suurempi.

Koepenkeren 3 (sementtipilarit k/k 1.0 m) huokosylipaine-aika -tulokset on esitetty kuvassa 4.73. Noin 3 m syvyydellä havaitut ja lasketut huokospaineet vastaavat varsin hyvin toisiaan. Sen sijaan syvyydellä 5.3 m havaitut huokosylipaineet ovat olleet aluksi huomattavasti laskettuja suurempia ja vastaavasti dissipoitumisnopeus on ollut laskettua suurempi. Tällöin noin puolen vuoden kohdalla havaitut ja lasketut huokosylipaineet alkavat jo vastata suuruudeltaan toisiaan.

4.4.3 Maanpaineet

Maanvarainen koepenger (penger nro 4):

Kuvassa 4.74 on esitetty maanvaraisen koepenkeren havaitut ja lasketut maanpaineet. Havaitut maanpaineet ovat noin 4–5 kPa pienempiä kuin CRISP-90:llä lasketut maanpaineet. Voidaan kuitenkin todeta, että lasketut ja havaitut maanpaineet vastaavat varsin hyvin toisiaan tuota 4–5 kPa:n nähtävästi tilavuuspainosta yms. johtuvaa mittakaavavirhettä lukuunotta-

matta. Laskentatuloksista on myös selvästi havaittavissa vaakamaanpainneen kasvu ajassa.

Sementtistabiloidut koepenkereet 1, 2 ja 3:

Kuten luvussa 2 on todettu penkereen 1 kohdalla on maanpainemittauksissa sikäli epäonnistuttu, että ko. pilari on epäonnistunut. Tämän johdosta ei penkereen 1 maapainemittauksia ole verrattu CRISP-90 laskelmiin.

Kuvassa 4.75 on esitetty penkereen 2 (sementtipilarit k/k 1.2 m) lasketut ja mitatut maanpaineet pilarin päällä. Laskelmien mukaan maanpaine pysyy stabiloiduissa penkereissä penkereen ja pilarin rajakohdassa koko konsolidaatioajan lähes vakiona. Maanpaine on kehittynyt pilarissa aluksi laskelmien mukaan, mutta pudonnut sen jälkeen jyrkästi. Tämä puoltaa luvussa 2 esitettyä näkemystä, että ko. pilari on menettänyt kantavuutensa heti penkereen rakentamisen jälkeen.

Penkereen 2 vastaavat tulokset pilarien välissä on esitetty kuvassa 4.76. Kehittynyt pystymaanpaine pilarien välissä on vain noin puolet pilariin kehittyvästä maanpaineesta. Vaaka- ja pystymaanpaine ovat varsin lähellä toisiaan kun taas pilarissa vaaka- ja pystymaanpaineen suhde on huomattavasti pienempi. Havaitut ja CRISP-90:llä lasketut maanpaineet vastaavat varsin hyvin toisiaan.

Penkereen 3 (sementtipilarit k/k 1.0 m) maanpaineet pilarin päällä on esitetty kuvassa 4.77. Havaittu pystymaanpaine vastaa varsin hyvin laskettua maanpainetta, mutta havaittu vaakamaanpaine on jostakin selittämättömästä syystä liian suuri.

Kuvassa 4.78 on esitetty penkereen 3 maanpainetulokset pilarien välissä. Lasketut ja havaitut maanpaineet vastaavat varsin hyvin toisiaan, ja tulokset ovat samansuuntaisia kuin penkereessä 2.

4.5 Yhteenveto

Vertailulaskelmat on tehty ohjelman CRISP-90 alkuperäistä mikrotietokoneversiota sekä saman ohjelman VAX-ympäristöön siirrettyä Y-Suunnittelussa modifioitua versiota ja Y-Suunnittelussa kehitettyjä graafisia tulostusohjelmia käyttäen. Laskelmissa käytettiin materiaalmalleina kuivakuoren osalla Schofieldin mallia, pehmeiden savikerrosten osalla kriittisen tilan mallia Modified Cam Clay ja pengermateriaalin ja sementtipilareiden osalla ideaalikimmoplastista Mohr-Coulombin mallia. Laskelmissa otettiin ajasta riippuva käyttäytyminen huomioon Biotin konsolidaatioteorian avulla. Luvussa 4.2 on esitetty laskelmissa käytetyt kerrosjaot, reunaehdot, laskentaparametrit sekä simulointimallit, ja luvusta 4.3 löytyy oleellimmat laskentatulokset graafisessa muodossa. Luvussa 4.4 on verrattu teoreettisia laskentatuloksia havaittuihin mittaustuloksiin. Vertailun perusteella voidaan päätellä seuraavaa.

4.5.1 Maanvarainen koepenger (penger nro 4)

Maanvaraisen koepenkereen laskettu ja arvioitu tapahtunut painumakehitys vastaavat erittäin hyvin toisiaan ensimmäisen vuoden aikana. Tämän jälkeen arvioitu tapahtunut painuma on noin 1 cm:n laskettua suurempi. Eron arvioidaan johtuvan sekundaarisen painuman alkamisesta.

Havaittu huokosylipaineen dissipoituminen on alkuvaihetta lukuunottamatta laskettua nopeampaa. Toisaalta vertailun tarkkuus kärsii luvussa 2 todetuista mittausten epätarkkuudesta ja mittaustuloksiin vaikuttaneista osittain selittämättömistä syistä.

Pysty- ja vaakamaanpaineen havaittu ja laskettu ajallinen kehittyminen vastaavat erittäin hyvin toisiaan. Erityisesti havaittu vaakamaanpaineen kasvu ajan mukana on voitu todeta myös laskennallisesti.

4.5.2 Sementtistabiloidut koepenkereet 1, 2 ja 3

Sementtipilareilla vahvistettujen koepenkereiden lasketut ja arvioidut tapahtuneet painumat vastaavat kohtuullisesti toisiaan. Luvussa 2 esitettyä havaintoa mittaustulosten linearisoitumisesta logaritmisessa aika-asteikossa ei ole kuitenkaan voitu laskennallisesti jäljitellä virumista ja sekundaarista konsolidaatiota kuvaavien mallien puuttumisen takia.

Laskettu huokosylipaineen pieneneminen vastaa ensimmäisen puolen vuoden aikana kohtuullisen hyvin havaintoja jokaisessa koepenkereessä.

Murphyn lain toteutumisen takia maanpainevertailuja voidaan tehdä vain koepenkereiden 2 ja 3 osalta. Koepenkereen 2 mitattu pysty- ja vaakamaanpaineen kehittyminen pilarien välissä ja vaakamaanpaine pilarin päällä vastaavat hyvin laskettuja. Mitattu pystypaine pilarin päällä on hyvin lähellä laskettua heti rakentamisen jälkeen, mutta putoaa sitten radikaalisti ilmeisesti pilarissa tapahtuneen murtumisen seurauksena. Koepenkereessä 3 mitattu ja laskettu pystypaine pilarin päällä vastaavat toisiaan, mutta mitattu vaakamaanpaine on merkittävästi ja selittämättömästi laskettua suurempi.

Kaiken kaikkiaan vertailu havaittujen ja laskettujen tulosten välillä osoittaa, että laskentamallia voidaan käyttää menestyksellisesti sekä maanvaraisten että syvästabiloinnilla vahvistettujen maapenkereiden käyttäytymisen ennustamiseen.

4.6 Kirjallisuusluettelo

Biot, M.A. 1941. General Theory of Three-Dimensional Consolidation. Journal of Applied Physics, vol 12, s. 155-164.

Britto, A.M. and Gunn, M.J. 1990. CRISP-90. Users and Programmers' Guide. Gambridge University, Engineering Department (1/6/90), vol I and II.

Britto, A.M. and Gunn, M.J. 1987. Critical State Soil Mechanics via Finite Elements. Ellis Horwood Limited, England, 486 s.

Buisman, K.A.S. 1936. Results of Long Duration Settlement Tests. In: Proceedings of the ICSMFE, Volume I, Harward, s. 103 – 106.

Hvorslev, M.J. 1937. Über die Festigkeitseigenschaften Gestörter Bindiger Böden. Danmarks Naturvidenskabelige Samfund, Ingeniorvidenskabelige Skrifter A 45.

Janbu, N. 1985. Soil Models in Offshore Engineering. The 25 th Rankine Lecture. Geotechnique, vol 35 (1985) 3, s. 241 – 281.

Roscoe, K.H. and Burland, J.B. 1968. On the Generalized Stress-Strain Behaviour of "Wet" Clay. Cambridge 1968, 609 s.

Schofield, A.N. and Wroth, C.P. 1968. Critical State Soil Mechanics. McGraw-Hill, London, 310 s.

Taylor, D.W. 1942. Research on Consolidation of Clays. MIT, Dep. of Civil and Sanit. Eng., Serial No. 82, Cambridge, Mass., 147 s.

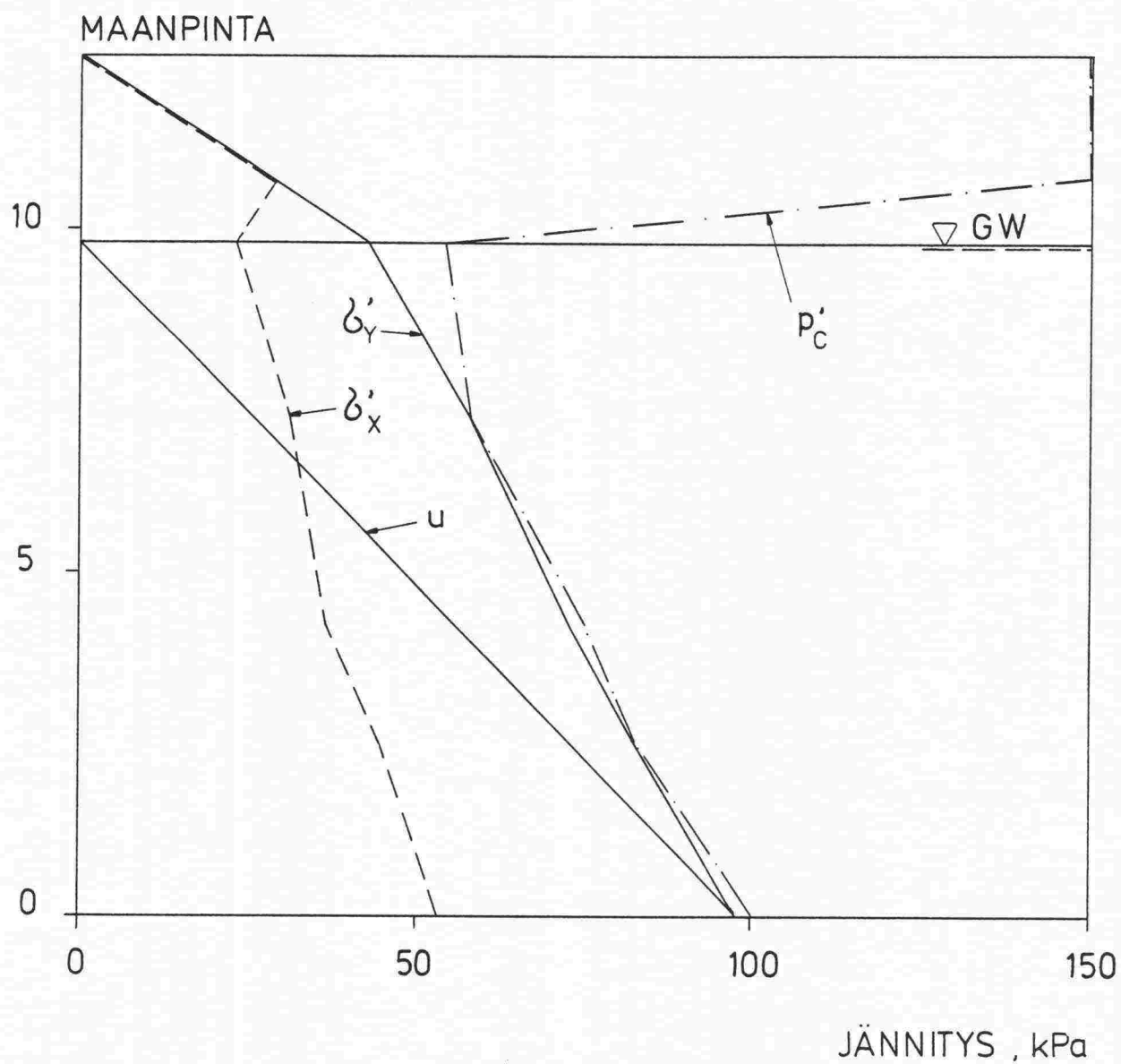
Tielaitos, tiehallitus 1990. Tiepenkereen holvautuminen. Teoreettinen osa. Tielaitoksen selvityksiä 3/1990, 127 s.

4.7 Kuvaluettelo

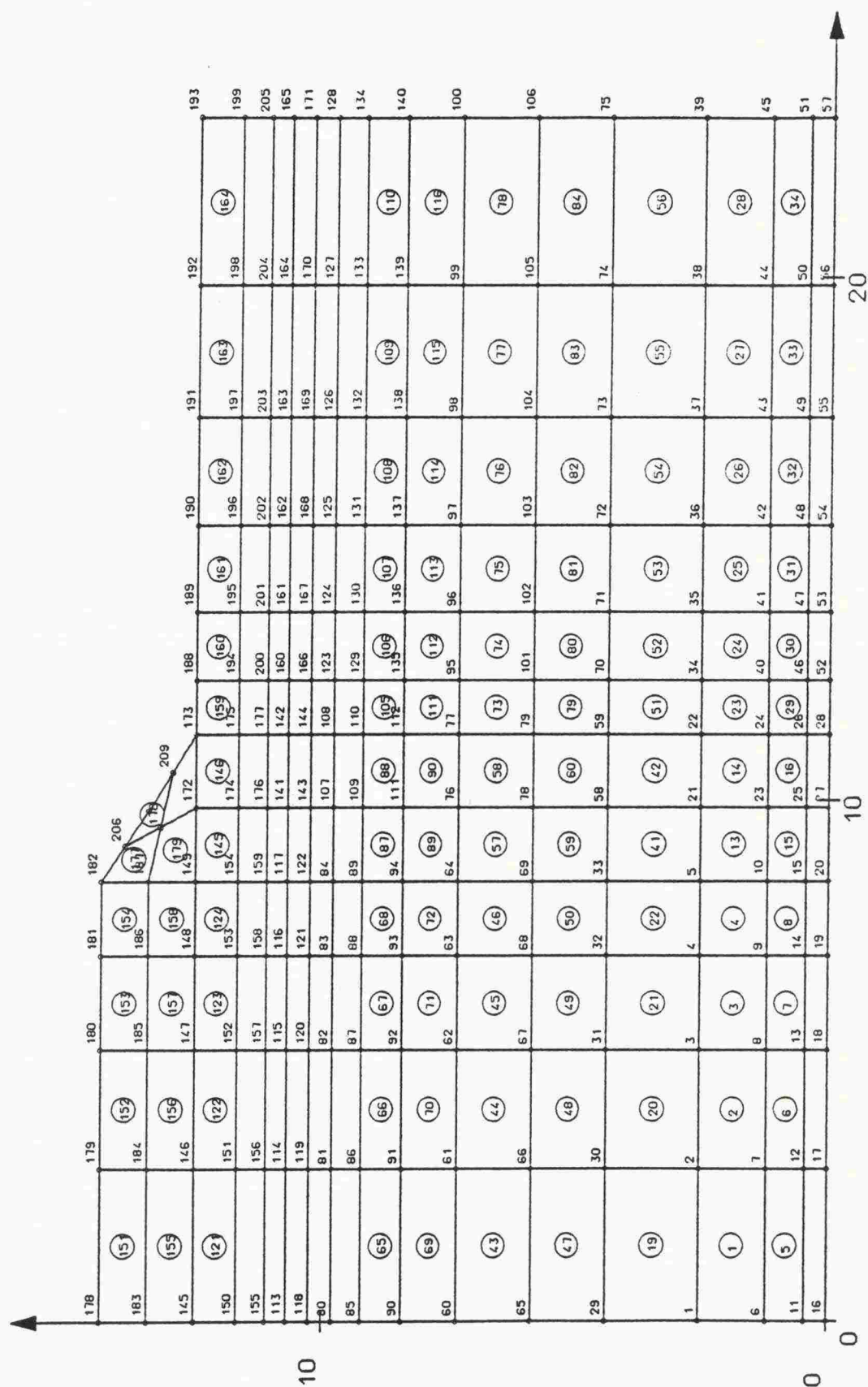
- Kuva 4.1: Maanvarainen koepenger. Alkujännitystila.
- Kuva 4.2: Maanvarainen koepenger. Elementtiverkko.
- Kuva 4.3: Pilaroidut penkereet. Pyörähdyssymmetrinen mallintaminen (TVH 1990).
- Kuva 4.4: Koepenger 1. Elementtiverkko.
- Kuva 4.5: Maanvarainen koepenger. Siirtymävektorit suljetun tilan lopussa ($t = 3d$).
- Kuva 4.6: Maanvarainen koepenger. Siirtymävektorit $t = 3$ kk.
- Kuva 4.7: Maanvarainen koepenger. Siirtymävektorit $t = 6$ kk.
- Kuva 4.8: Maanvarainen koepenger. Siirtymävektorit $t = 12$ kk.
- Kuva 4.9: Maanvarainen koepenger. Siirtymävektorit $t = 24$ kk.
- Kuva 4.10: Maanvarainen koepenger. Pystysiirtymien tasa-arvokäyrät suljetun tilan lopussa ($t = 3d$).
- Kuva 4.11: Maanvarainen koepenger. Pystysiirtymien tasa-arvokäyrät $t = 3$ kk.
- Kuva 4.12: Maanvarainen koepenger. Pystysiirtymien tasa-arvokäyrät $t = 6$ kk.
- Kuva 4.13: Maanvarainen koepenger. Pystysiirtymien tasa-arvokäyrät $t = 12$ kk.
- Kuva 4.14: Maanvarainen koepenger. Pystysiirtymien tasa-arvokäyrät $t = 24$ kk.
- Kuva 4.15: Maanvarainen koepenger. Pääjännitysvektorit suljetun tilan lopussa ($t = 3d$).
- Kuva 4.16: Maanvarainen koepenger. Pääjännitysvektorit $t = 24$ kk.
- Kuva 4.17: Maanvarainen koepenger. Huokosylipaineen tasa-arvokäyrät suljetun tilan lopussa ($t = 3d$).
- Kuva 4.18: Maanvarainen koepenger. Huokosylipaineen tasa-arvokäyrät $t = 3$ kk.
- Kuva 4.19: Maanvarainen koepenger. Huokosylipaineen tasa-arvokäyrät $t = 6$ kk.
- Kuva 4.20: Maanvarainen koepenger. Huokosylipaineen tasa-arvokäyrät $t = 12$ kk.
- Kuva 4.21: Maanvarainen koepenger. Huokosylipaineen tasa-arvokäyrät $t = 24$ kk.
- Kuva 4.22: Maanvarainen koepenger. Jännityspolut kerroksen 1 keskellä.
- Kuva 4.23: Maanvarainen koepenger. Jännityspolut kerroksen 2 keskellä.
- Kuva 4.24: Maanvarainen koepenger. Jännityspolut kerroksen 3 keskellä.
- Kuva 4.25: Maanvarainen koepenger. Jännityspolut kerroksen 4 keskellä.
- Kuva 4.26: Maanvarainen koepenger. Jännityspolut kerroksen 5 keskellä.
- Kuva 4.27: Koepenger 1. Siirtymävektorit suljetun tilan lopussa ($t = 3d$).
- Kuva 4.28: Koepenger 1. Siirtymävektorit $t = 3$ kk.
- Kuva 4.29: Koepenger 1. Siirtymävektorit $t = 6$ kk.
- Kuva 4.30: Koepenger 1. Siirtymävektorit $t = 12$ kk.
- Kuva 4.31: Koepenger 1. Siirtymävektorit $t = 24$ kk.

- Kuva 4.32: Koepenger 1. Pääjännitysvektorit suljetun tilan lopussa ($t = 3d$).
- Kuva 4.33: Koepenger 1. Pääjännitysvektorit $t = 3$ kk.
- Kuva 4.34: Koepenger 1. Pääjännitysvektorit $t = 6$ kk.
- Kuva 4.35: Koepenger 1. Pääjännitysvektorit $t = 12$ kk.
- Kuva 4.36: Koepenger 1. Pääjännitysvektorit $t = 24$ kk.
- Kuva 4.37: Koepenger 1. Huokosylipaineen jakauma.
- Kuva 4.38: Koepenger 1. Pengerkuormasta aiheutuvan lisäjännityksen jakauma pilarin keskellä.
- Kuva 4.39: Koepenger 1. Jännityspolut pilarissa.
- Kuva 4.40: Koepenger 2. Siirtymävektorit suljetun tilan lopussa ($t = 3d$).
- Kuva 4.41: Koepenger 2. Siirtymävektorit $t = 3$ kk.
- Kuva 4.42: Koepenger 2. Siirtymävektorit $t = 6$ kk.
- Kuva 4.43: Koepenger 2. Siirtymävektorit $t = 12$ kk.
- Kuva 4.44: Koepenger 2. Siirtymävektorit $t = 24$ kk.
- Kuva 4.45: Koepenger 2. Pääjännitysvektorit suljetun tilan lopussa ($t = 3d$).
- Kuva 4.46: Koepenger 2. Pääjännitysvektorit $t = 3$ kk.
- Kuva 4.47: Koepenger 2. Pääjännitysvektorit $t = 6$ kk.
- Kuva 4.48: Koepenger 2. Pääjännitysvektorit $t = 12$ kk.
- Kuva 4.49: Koepenger 2. Pääjännitysvektorit $t = 24$ kk.
- Kuva 4.50: Koepenger 2. Huokosylipaineen jakauma.
- Kuva 4.51: Koepenger 2. Pengerkuormasta aiheutuvan lisäjännityksen jakauma pilarin keskellä.
- Kuva 4.52: Koepenger 2. Jännityspolut pilarissa.
- Kuva 4.53: Koepenger 3. Siirtymävektorit suljetun tilan lopussa ($t = 3d$).
- Kuva 4.54: Koepenger 3. Siirtymävektorit $t = 3$ kk.
- Kuva 4.55: Koepenger 3. Siirtymävektorit $t = 6$ kk.
- Kuva 4.56: Koepenger 3. Siirtymävektorit $t = 12$ kk.
- Kuva 4.57: Koepenger 3. Siirtymävektorit $t = 24$ kk.
- Kuva 4.58: Koepenger 3. Pääjännitysvektorit suljetun tilan lopussa ($t = 3d$).
- Kuva 4.59: Koepenger 3. Pääjännitysvektorit $t = 3$ kk.
- Kuva 4.60: Koepenger 3. Pääjännitysvektorit $t = 6$ kk.
- Kuva 4.61: Koepenger 3. Pääjännitysvektorit $t = 12$ kk.
- Kuva 4.62: Koepenger 3. Pääjännitysvektorit $t = 24$ kk.
- Kuva 4.63: Koepenger 3. Huokosylipaineen jakauma.
- Kuva 4.64: Koepenger 3. Pengerkuormasta aiheutuvan lisäjännityksen jakauma pilarin keskellä.
- Kuva 4.65: Koepenger 3. Jännityspolut pilarissa.
- Kuva 4.66: Maanvarainen koepenger. Havaitut ja lasketut painumat
- Kuva 4.67: Koepenger 1. Havaitut ja lasketut painumat.
- Kuva 4.68: Koepenger 2. Havaitut ja lasketut painumat
- Kuva 4.69: Koepenger 3. Havaitut ja lasketut painumat.
- Kuva 4.70: Maanvarainen koepenger. Havaitut ja lasketut huokosylipaineet a) syvyydellä 3 m, b) syvyydellä 6 m.
- Kuva 4.71: Koepenger 1. Havaitut ja lasketut huokosylipaineet a) syvyydellä 3 m, b) syvyydellä 6 m.

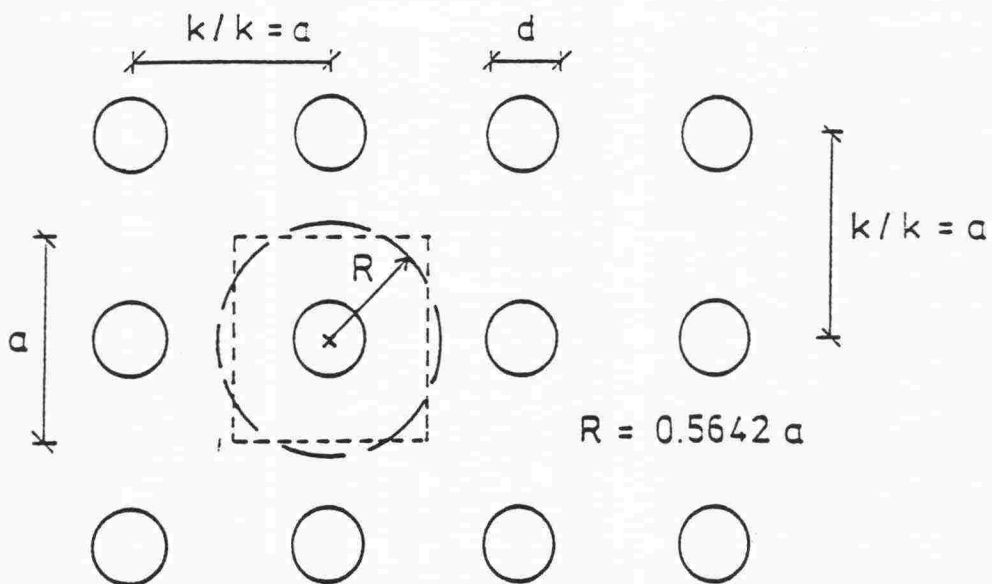
- Kuva 4.72: Koepenger 2. Havaitut ja lasketut huokosylipaineet a) syvyydellä 3 m, b) syvyydellä 6 m.
- Kuva 4.73: Koepenger 3. Havaitut ja lasketut huokosylipaineet a) syvyydellä 3 m, b) syvyydellä 5.3 m.
- Kuva 4.74: Maanvarainen koepenger. Havaitut ja lasketut maanpaineet penkereen alareunassa.
- Kuva 4.75: Koepenger 2. Havaitut ja lasketut maanpaineet pilarin päällä.
- Kuva 4.76: Koepenger 2. Havaitut ja lasketut maanpaineet pilarien välissä.
- Kuva 4.77: Koepenger 3. Havaitut ja lasketut maanpaineet pilarin päällä.
- Kuva 4.78: Koepenger 3. Havaitut ja lasketut maanpaineet pilarien välissä.



Kuva 4.1: Maanvarainen koepenger. Alkujännitystila.

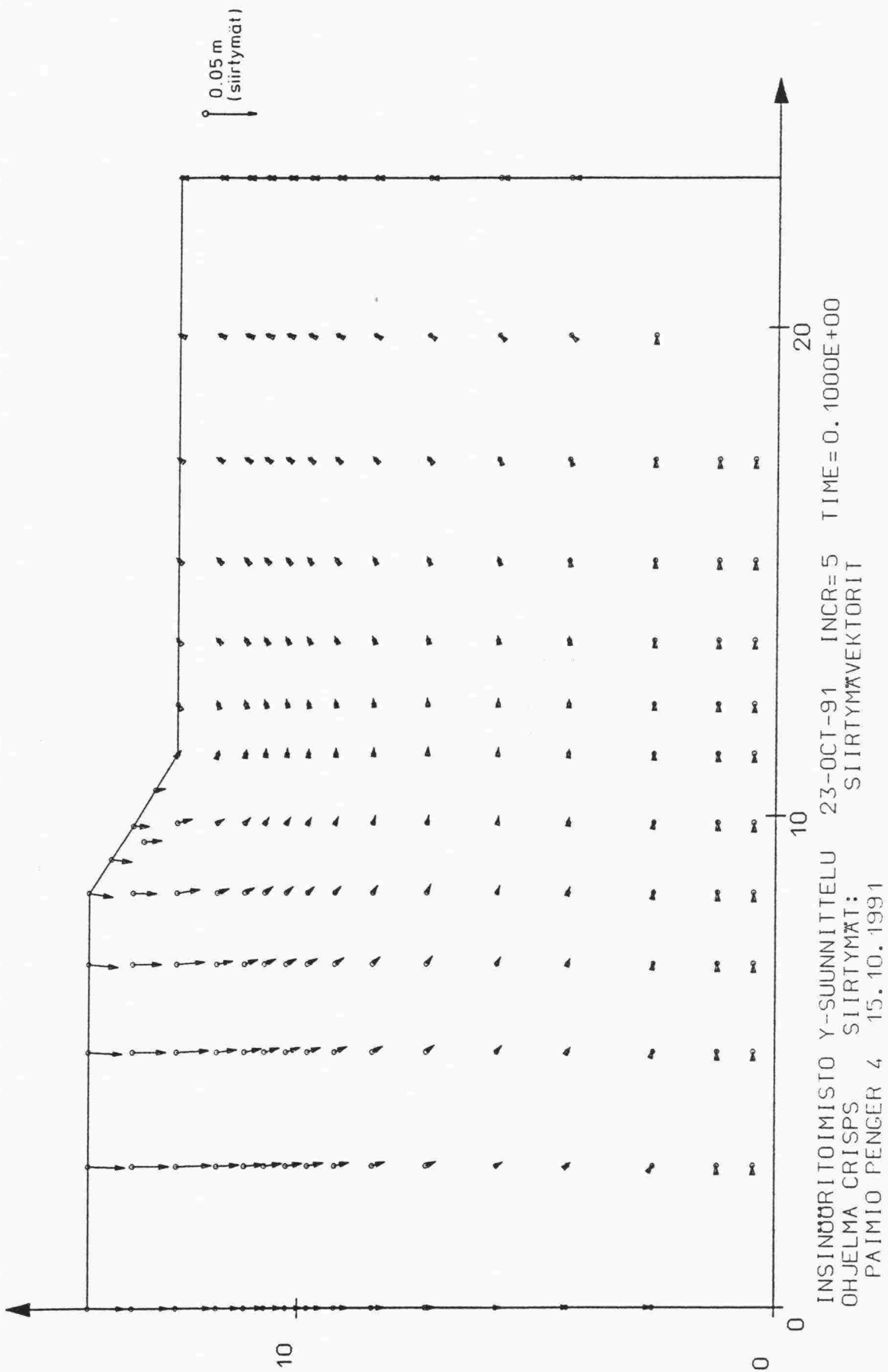


Kuva 4.2: Maanvarainen koepenger. Elementtiverkko.

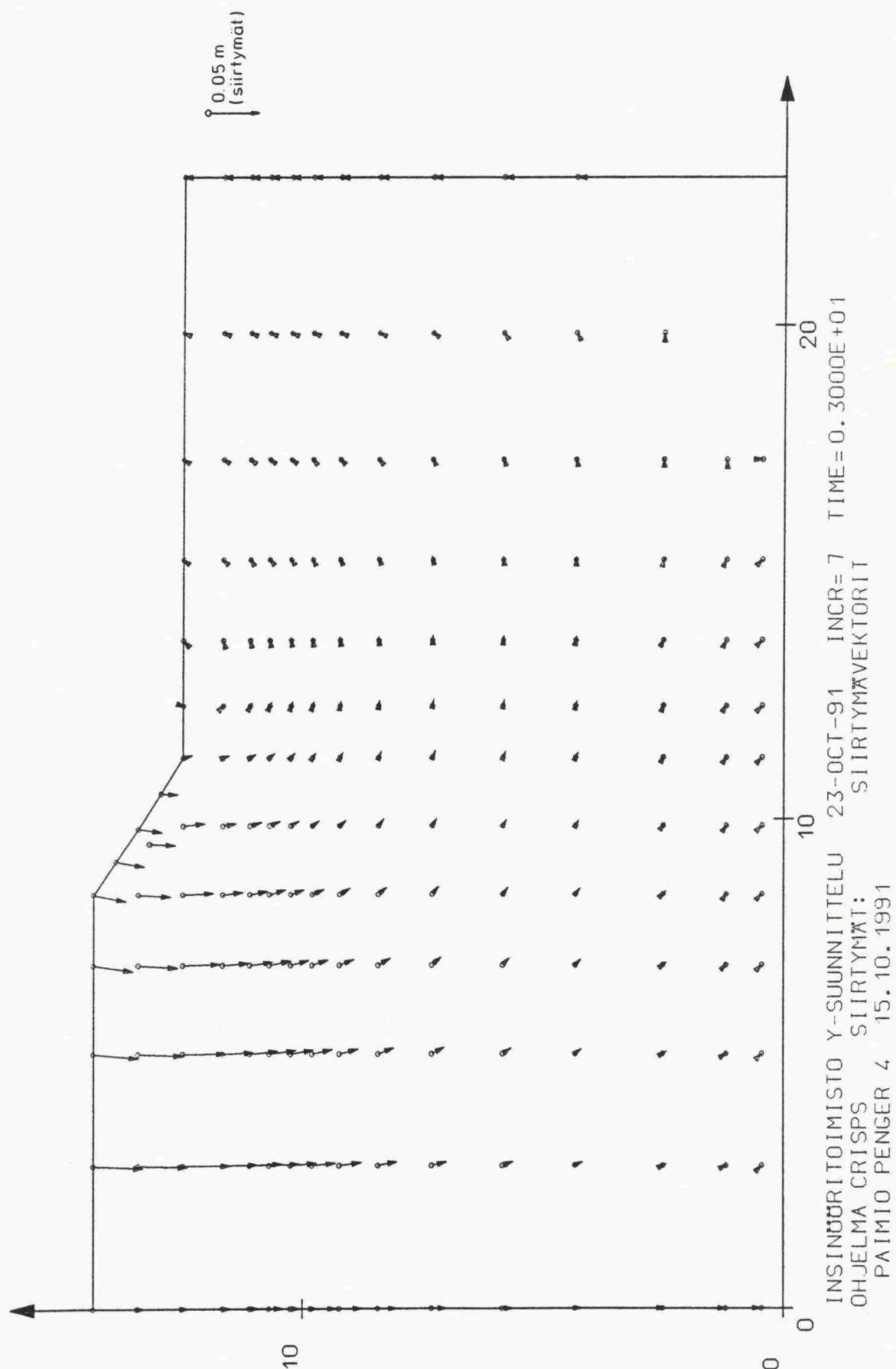


Kuva 4.3: Pilaroidut penkereet. Pyörähdysymmetrinen mallintaminen (TVH 1990).

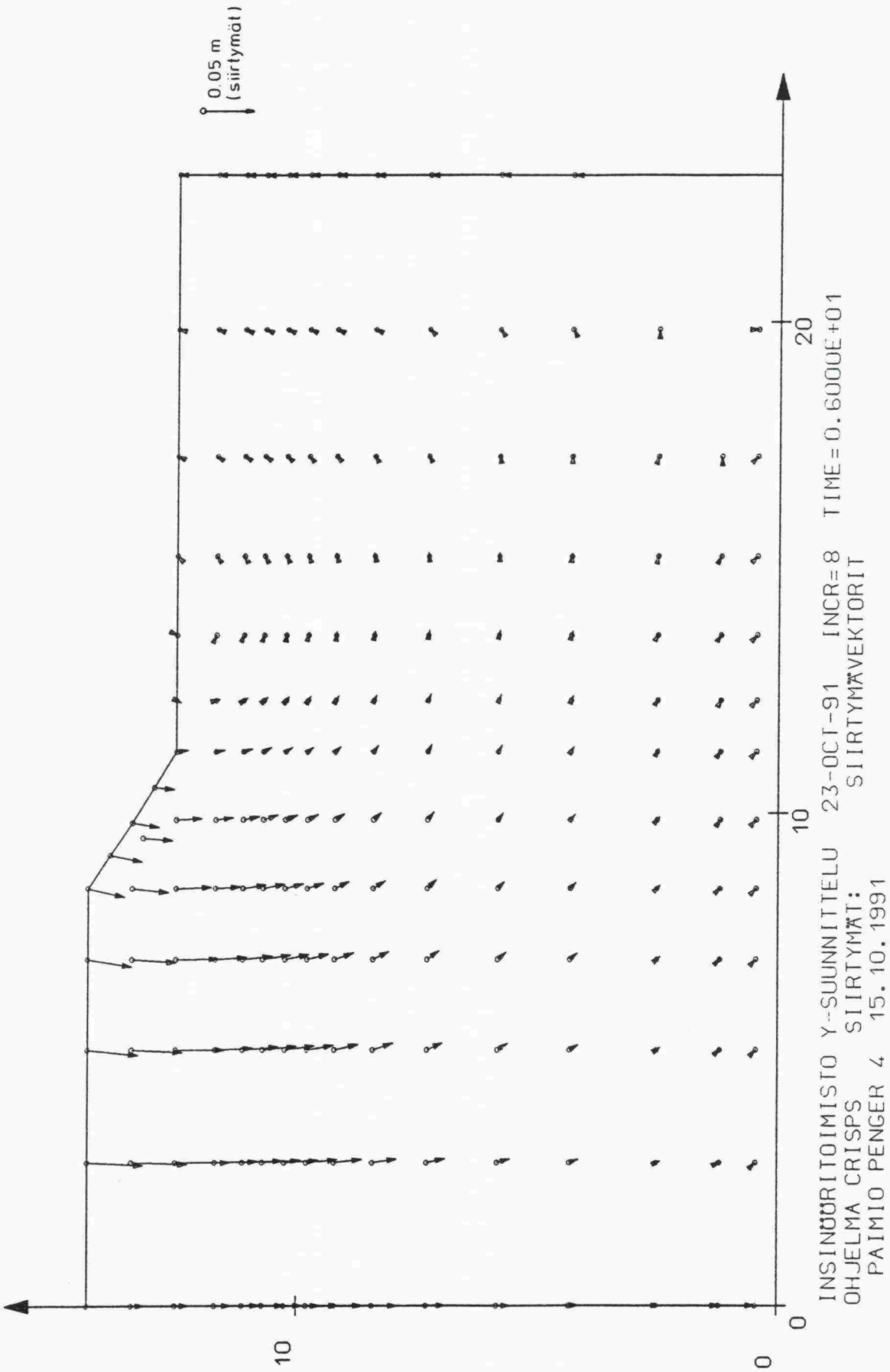




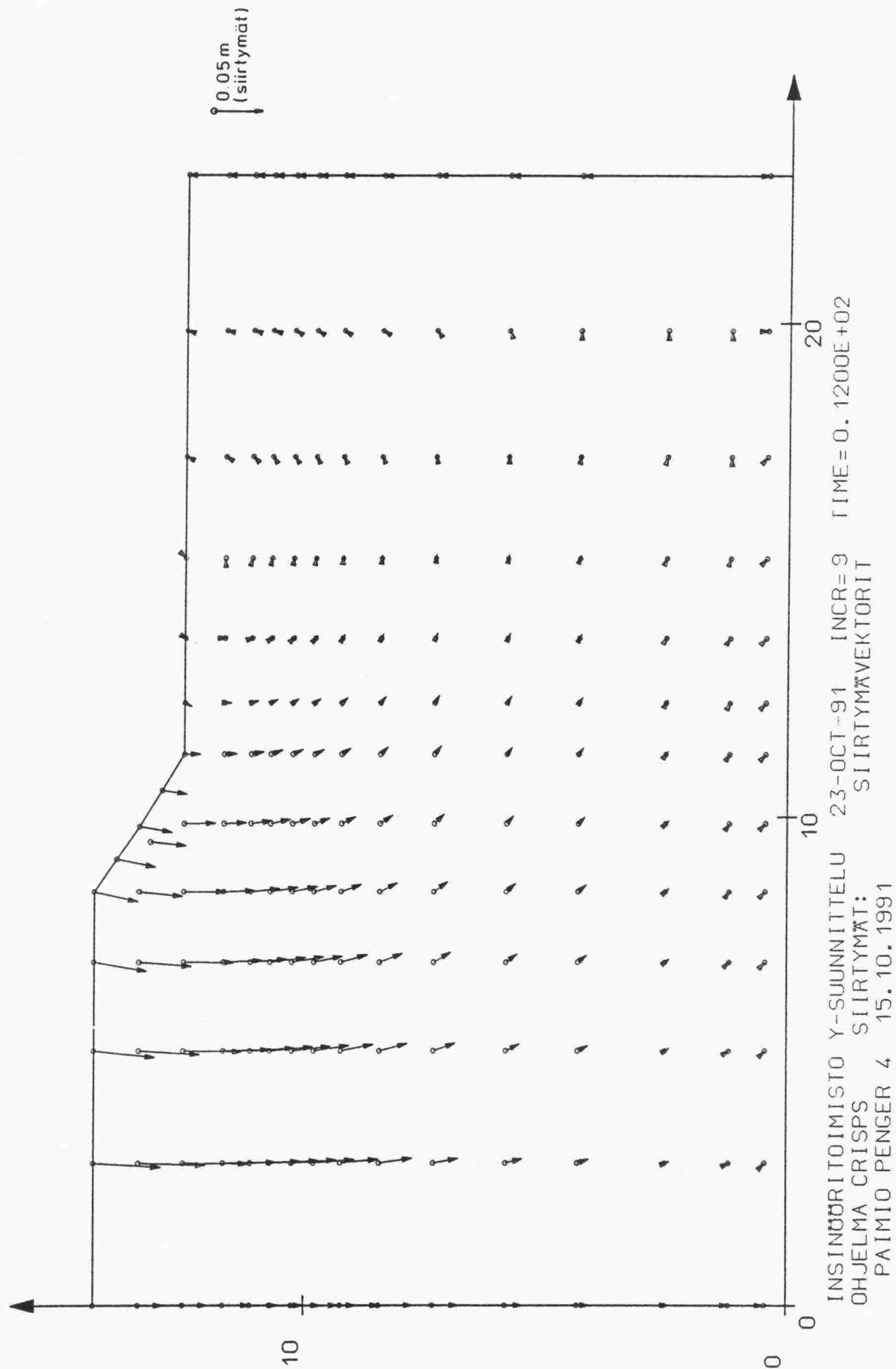
Kuva 4.5: Maanvarainen koepenger. Siirtymävektorit suljetun tilan lopussa ($t = 3d$).



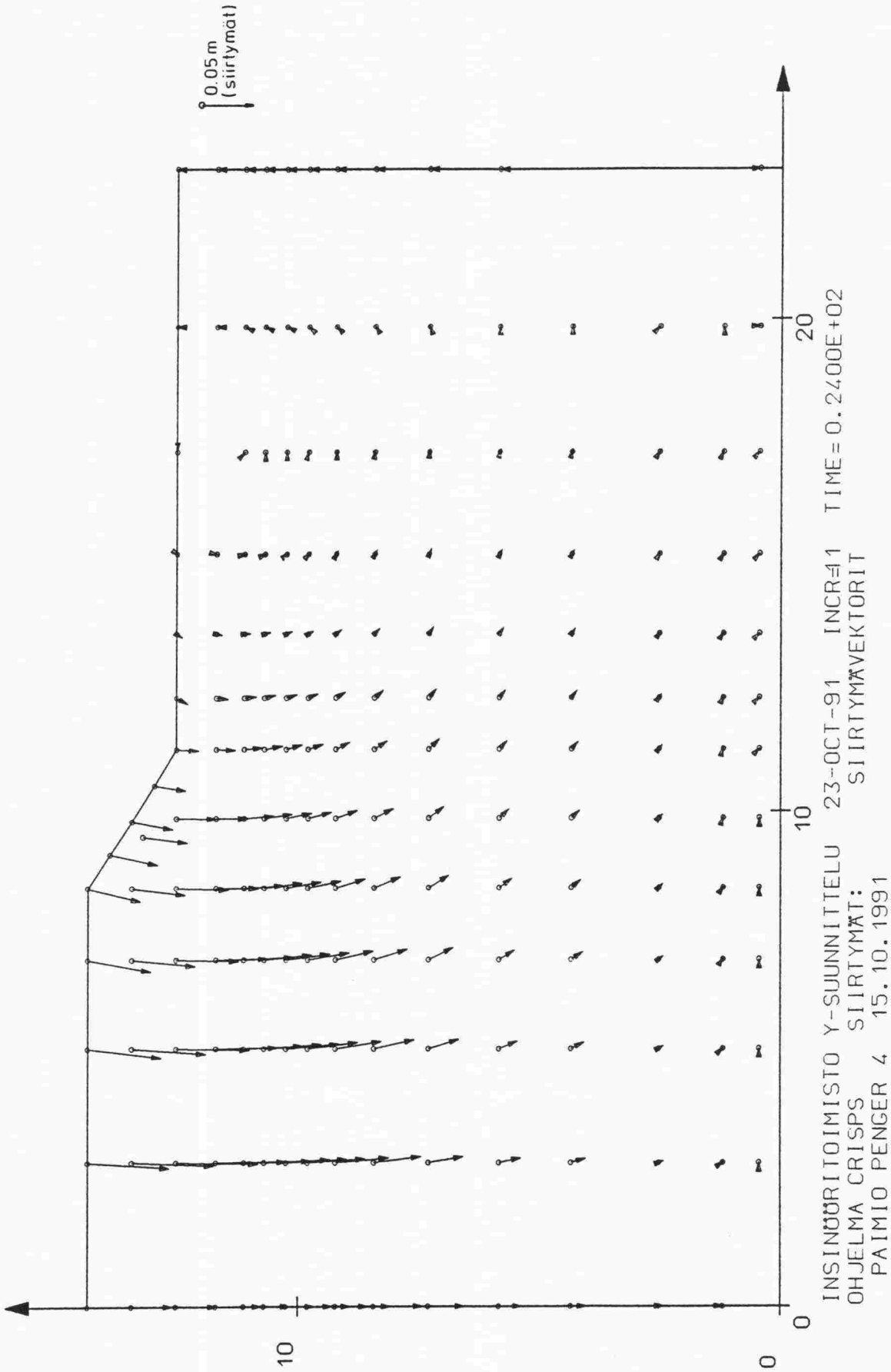
Kuva 4.6: Maanvarainen koepenger. Siirtymävektorit $t = 3$ kk.



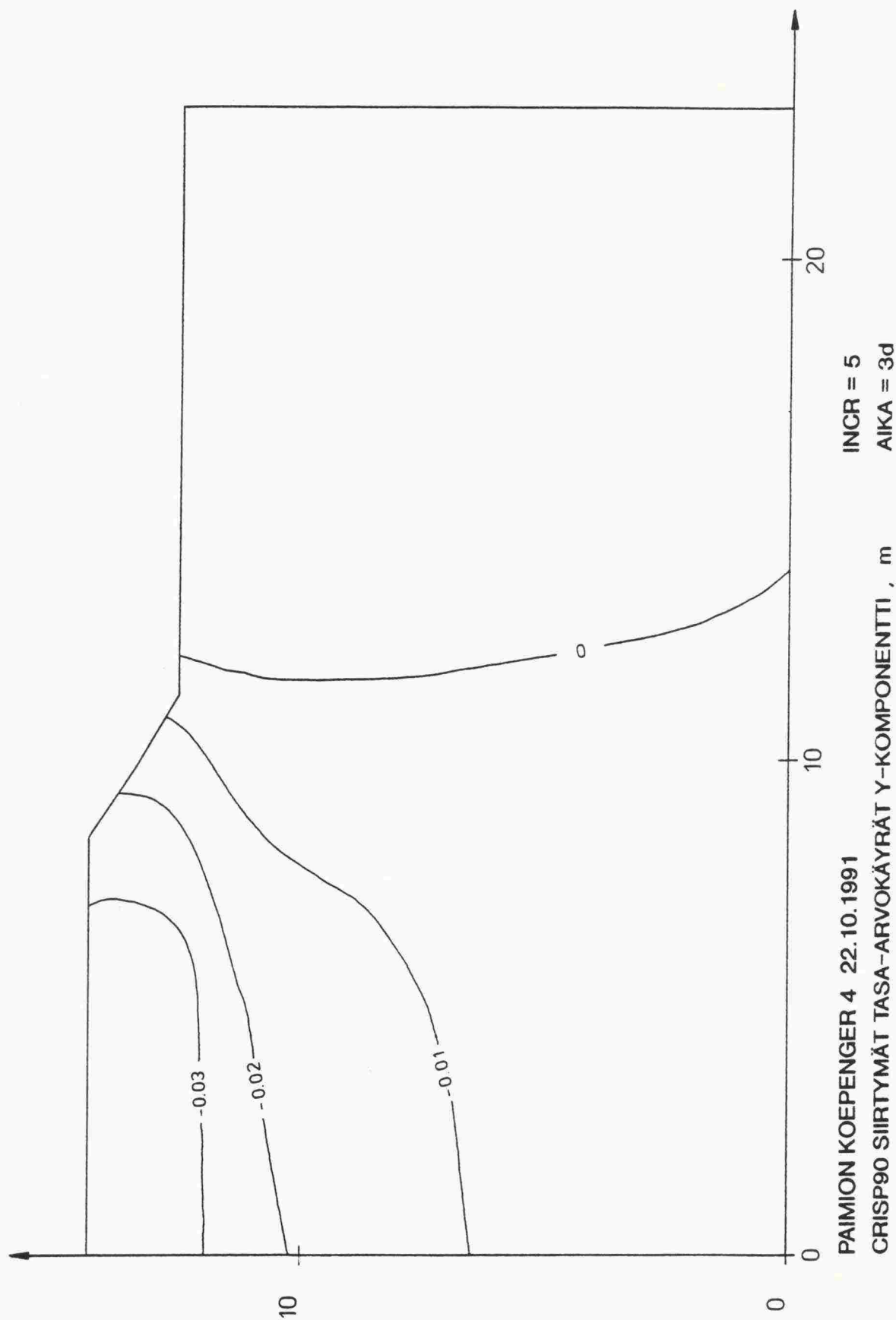
Kuva 4.7: Maanvarainen koepenger. Siirtymävektorit $t = 6$ kk.



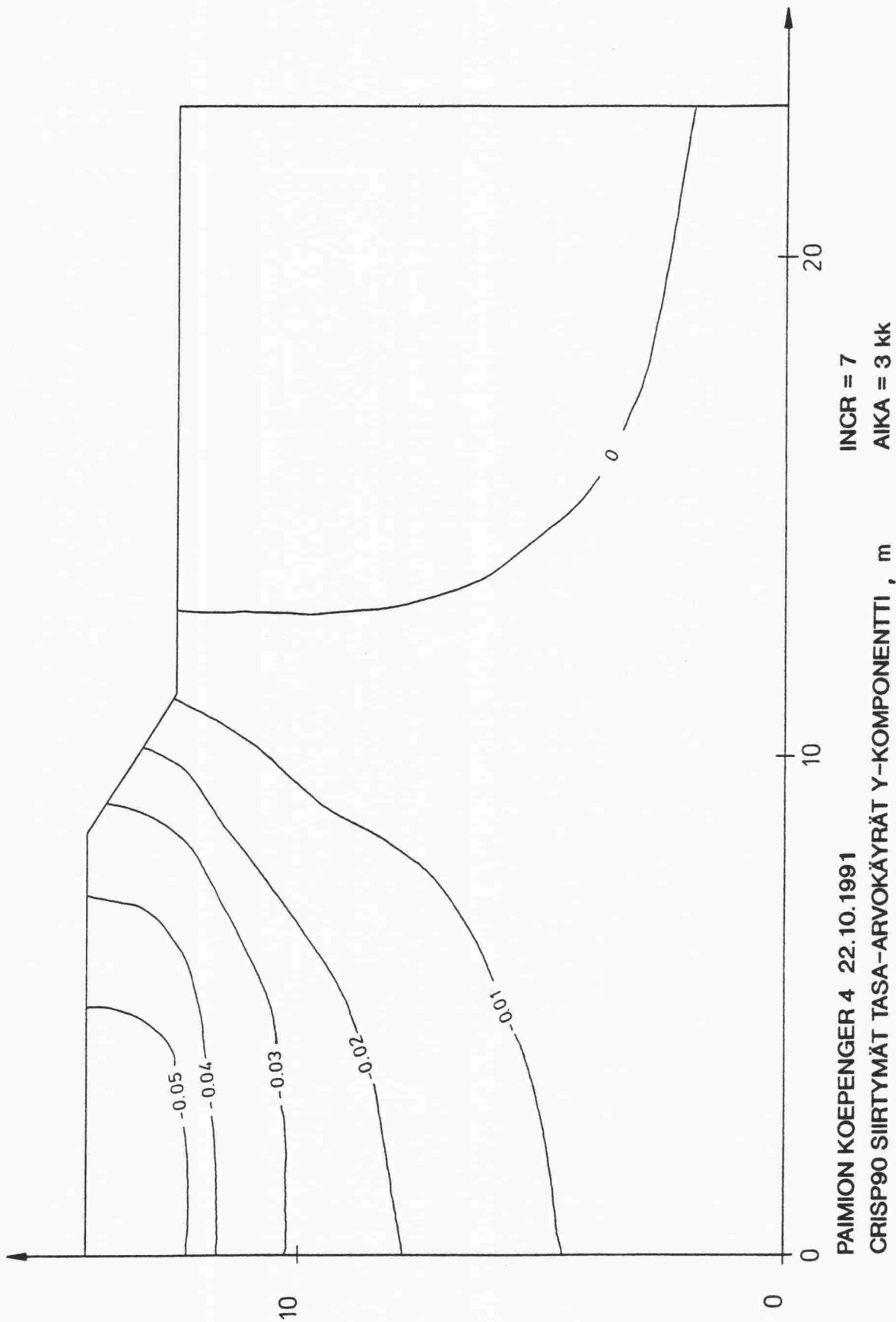
Kuva 4.8: Maanvarainen koepenger. Siirtymävektorit $t = 12$ kk.



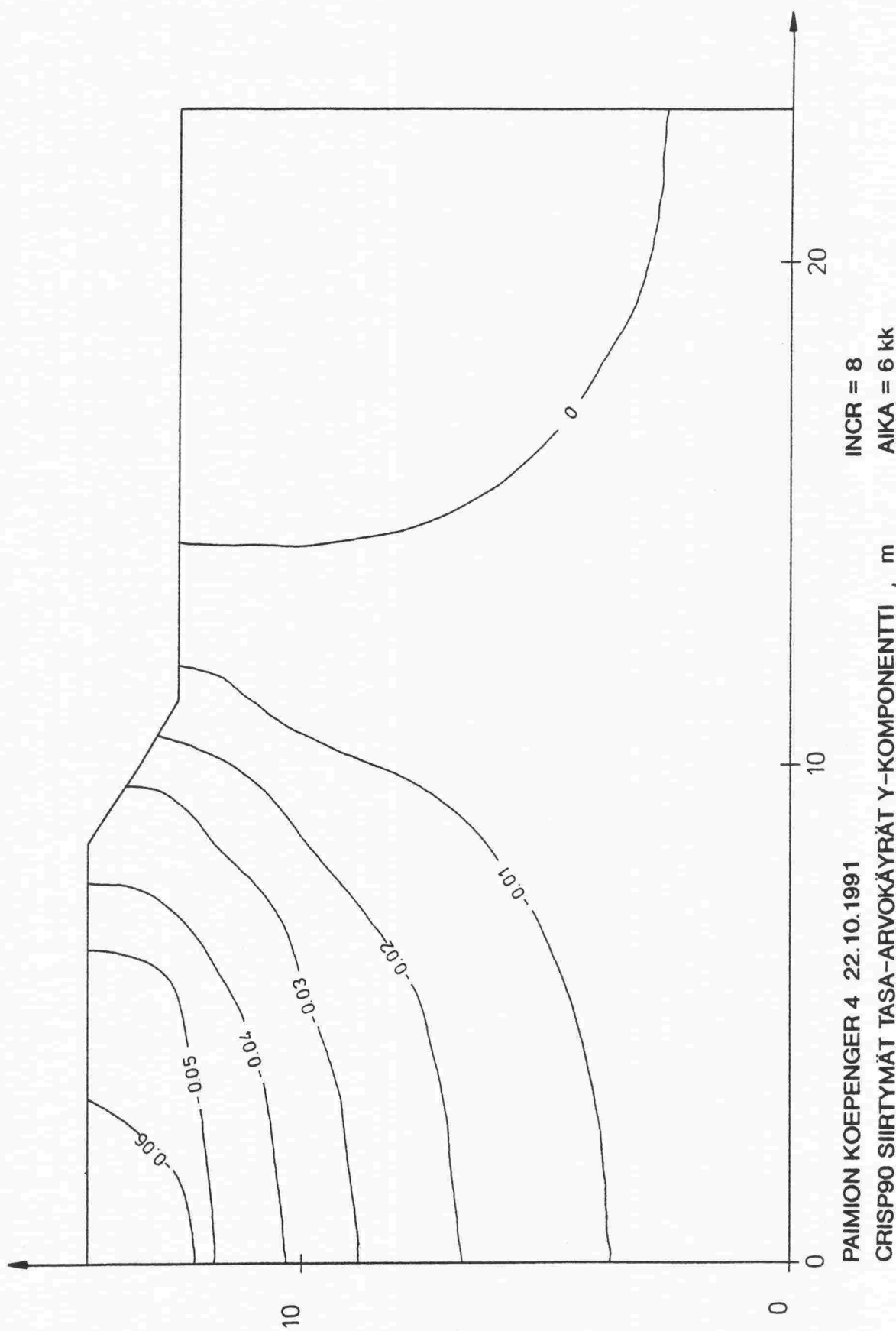
Kuva 4.9: Maanvarainen koepenger. Siirtymävektorit $t = 24$ kk.



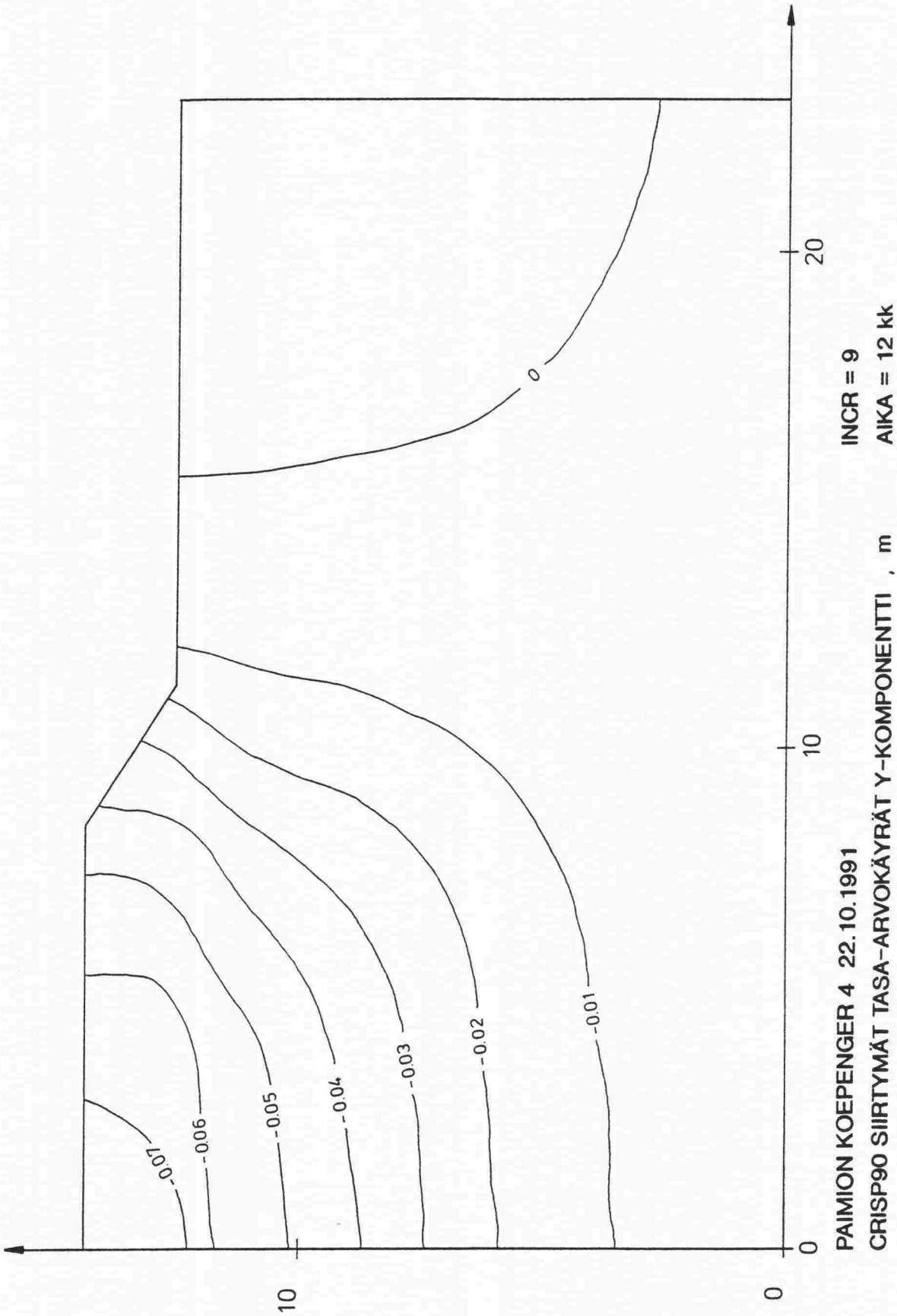
Kuva 4.10: Maanvarainen koepenger. Pystysiirtymien tasa-arvokäyrät suljetun tilan lopussa ($t = 3d$).



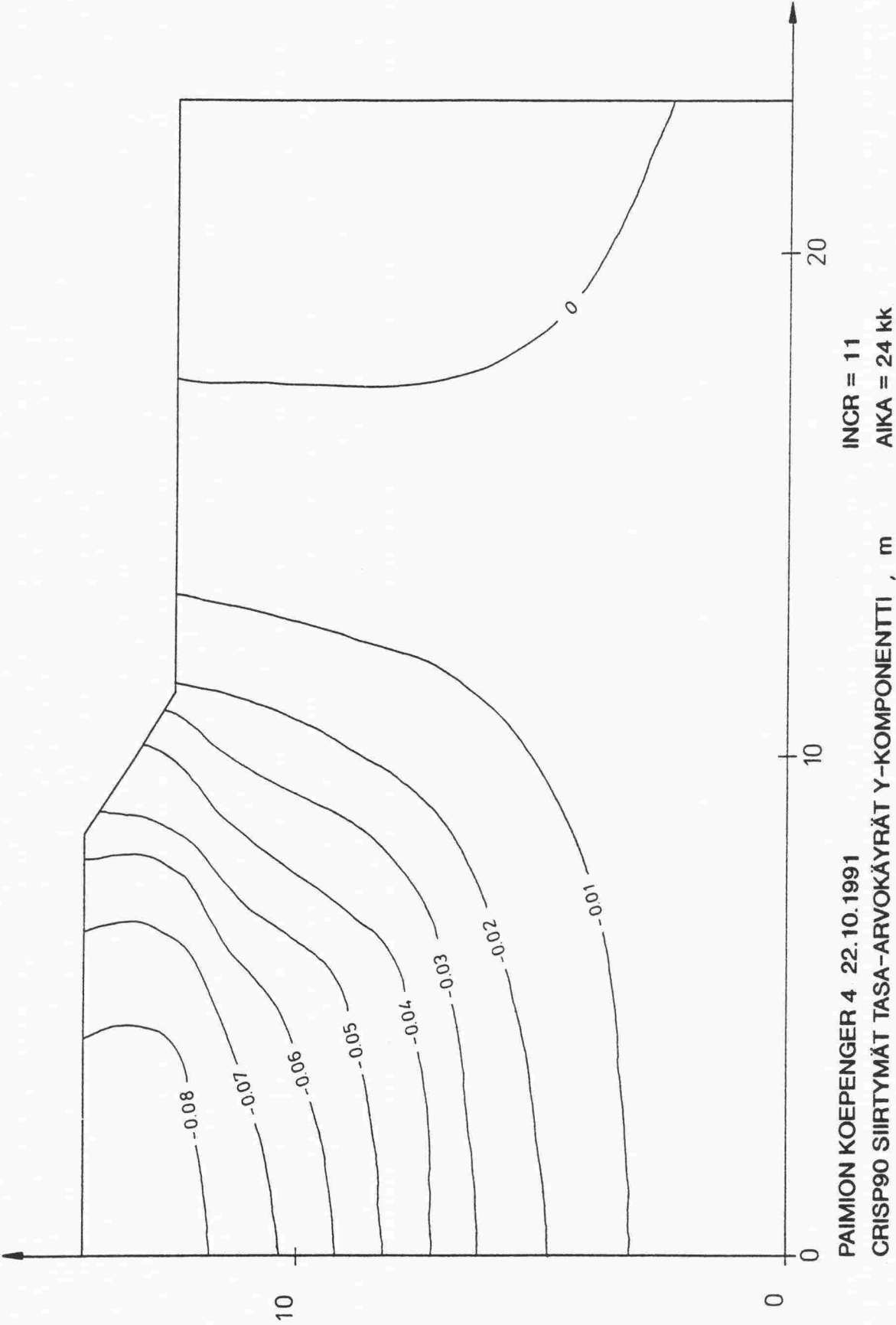
Kuva 4.11: Maanvarainen koepenger. Pystysiirtymien tasa-arvokäyrät $t = 3$ kk.



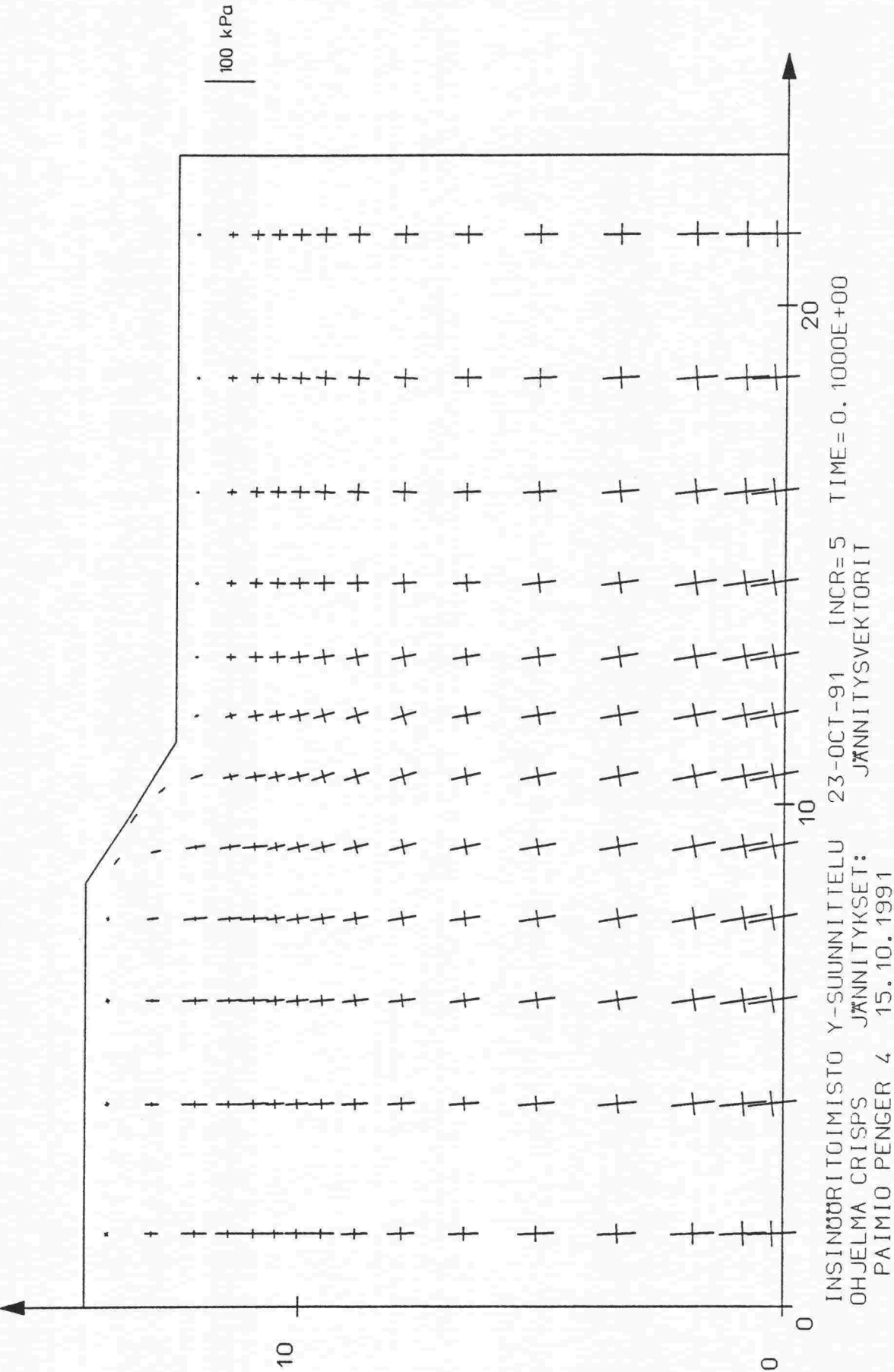
Kuva 4.12: Maanvarainen koepenger. Pystysiirtymien tasa-arvokäyrät $t = 6$ kk.



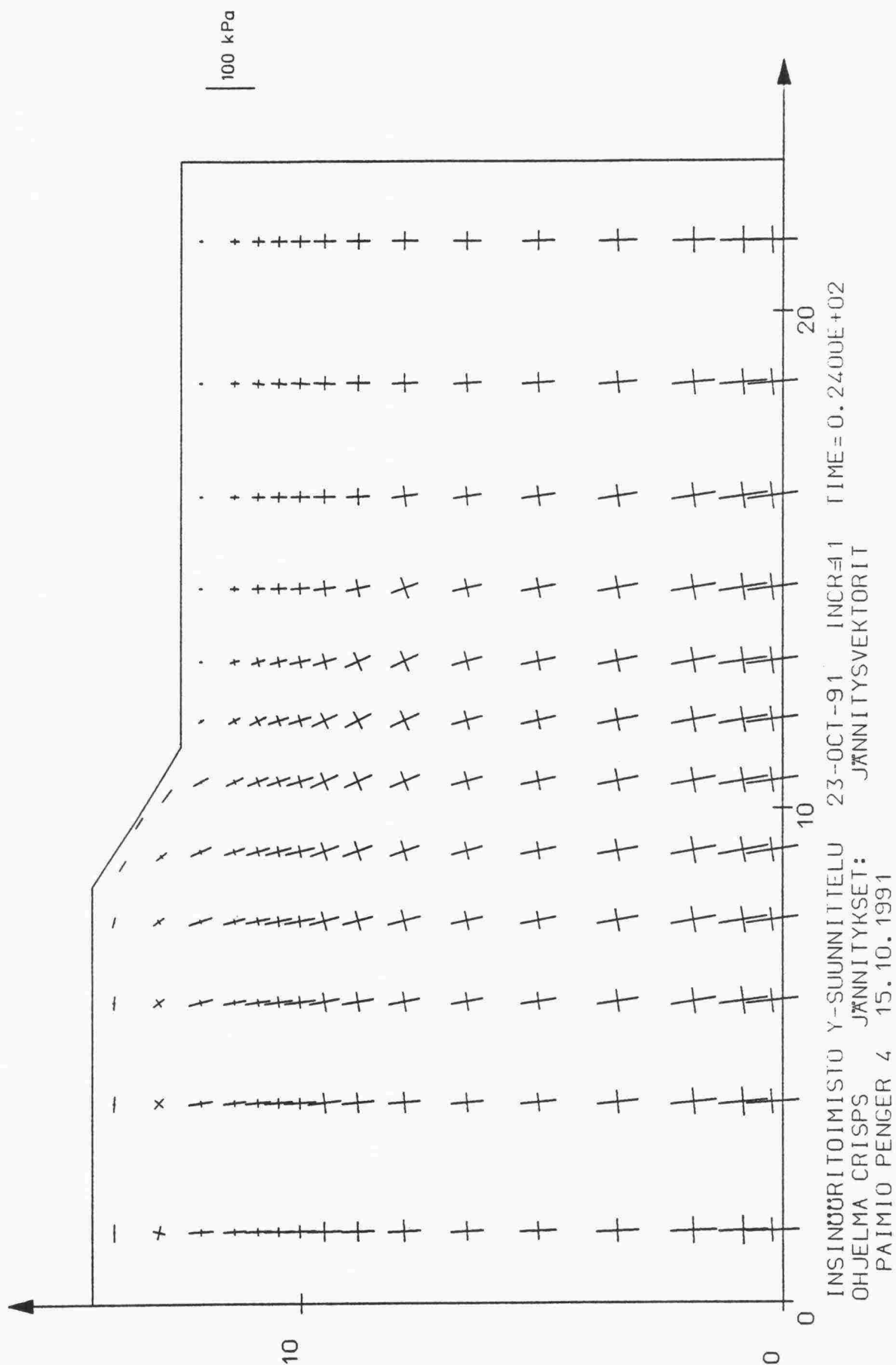
Kuva 4.13: Maanvarainen koepenger. Pystysiirtymien tasa-arvokäyrät $t = 12$ kk.



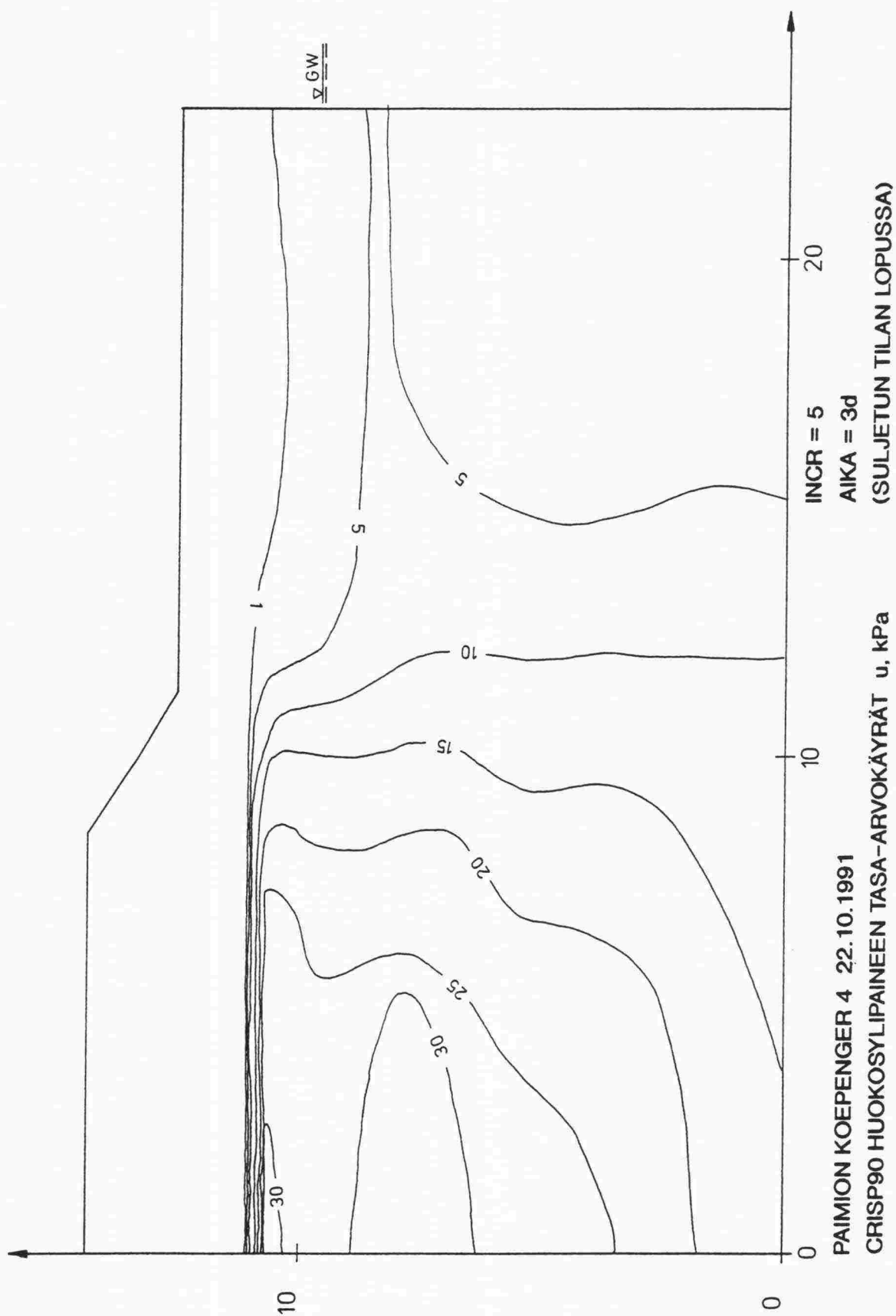
Kuva 4.14: Maanvarainen koepenger. Pystysiirtymien tasa-arvokäyrät $t = 24$ kk.



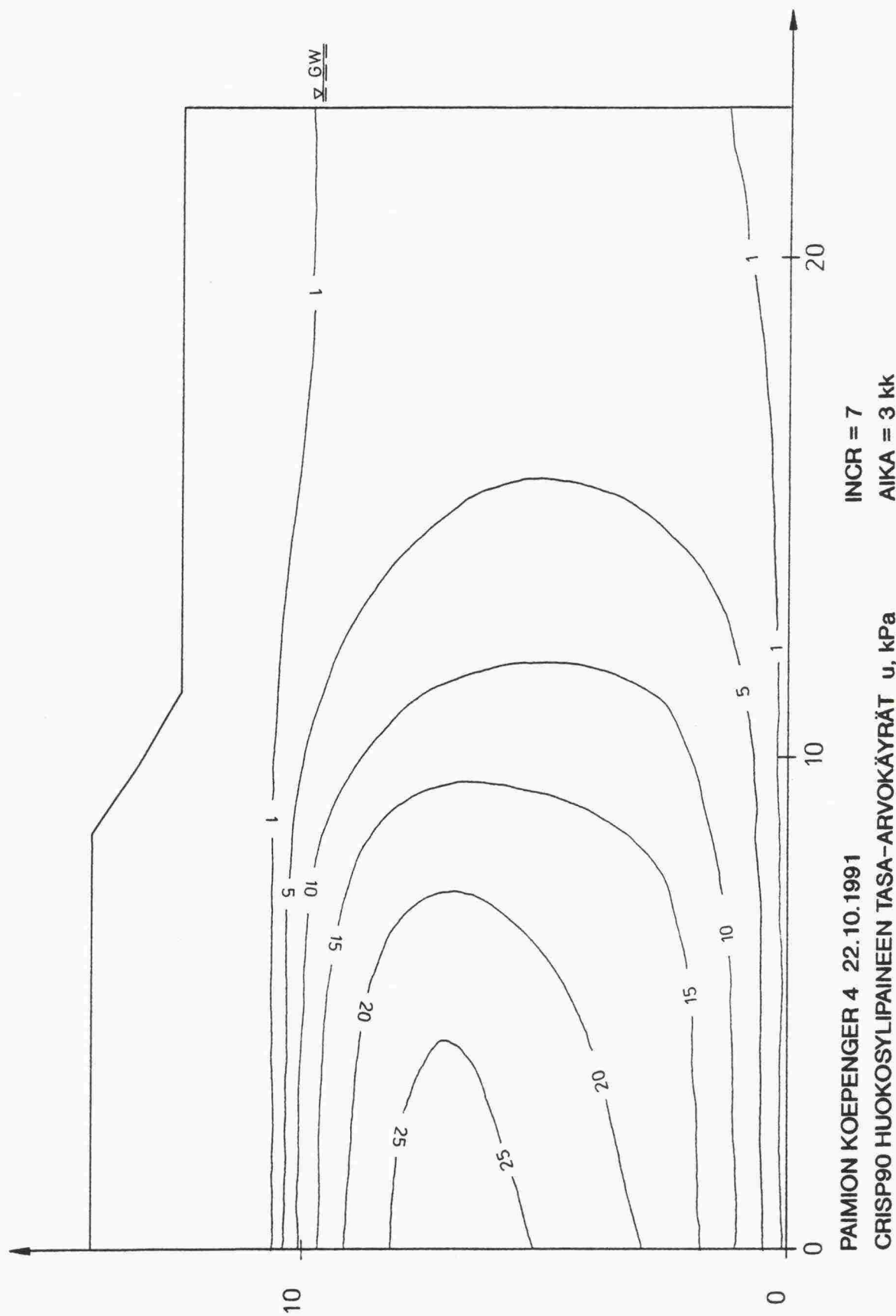
Kuva 4.15: Maanvarainen koepenger. Pääjännitysvektorit suljetun tilan lopussa (t = 3d).



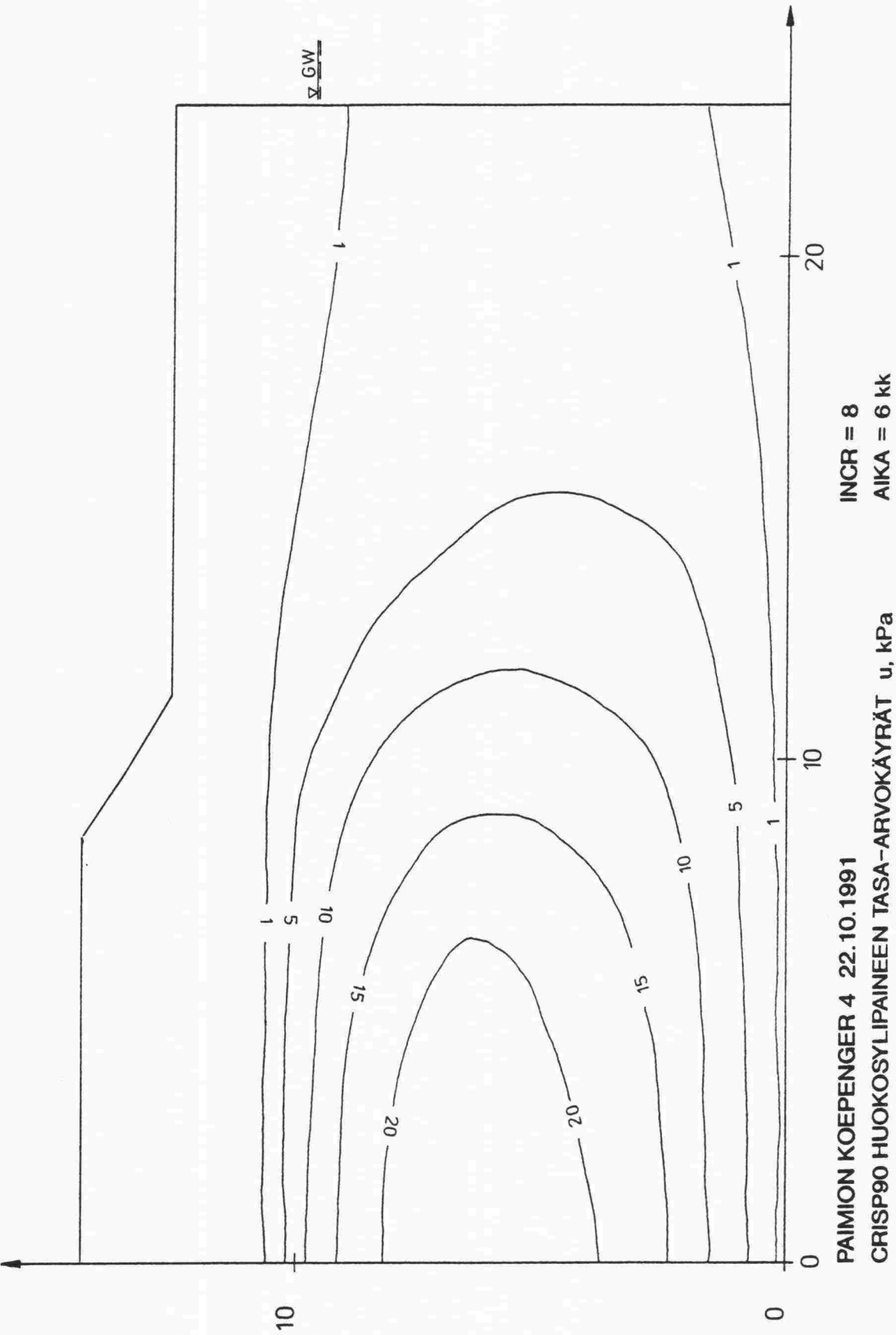
Kuva 4.16: Maaanvarainen koepenger. Pääjännitysvektorit $t = 24$ kk.



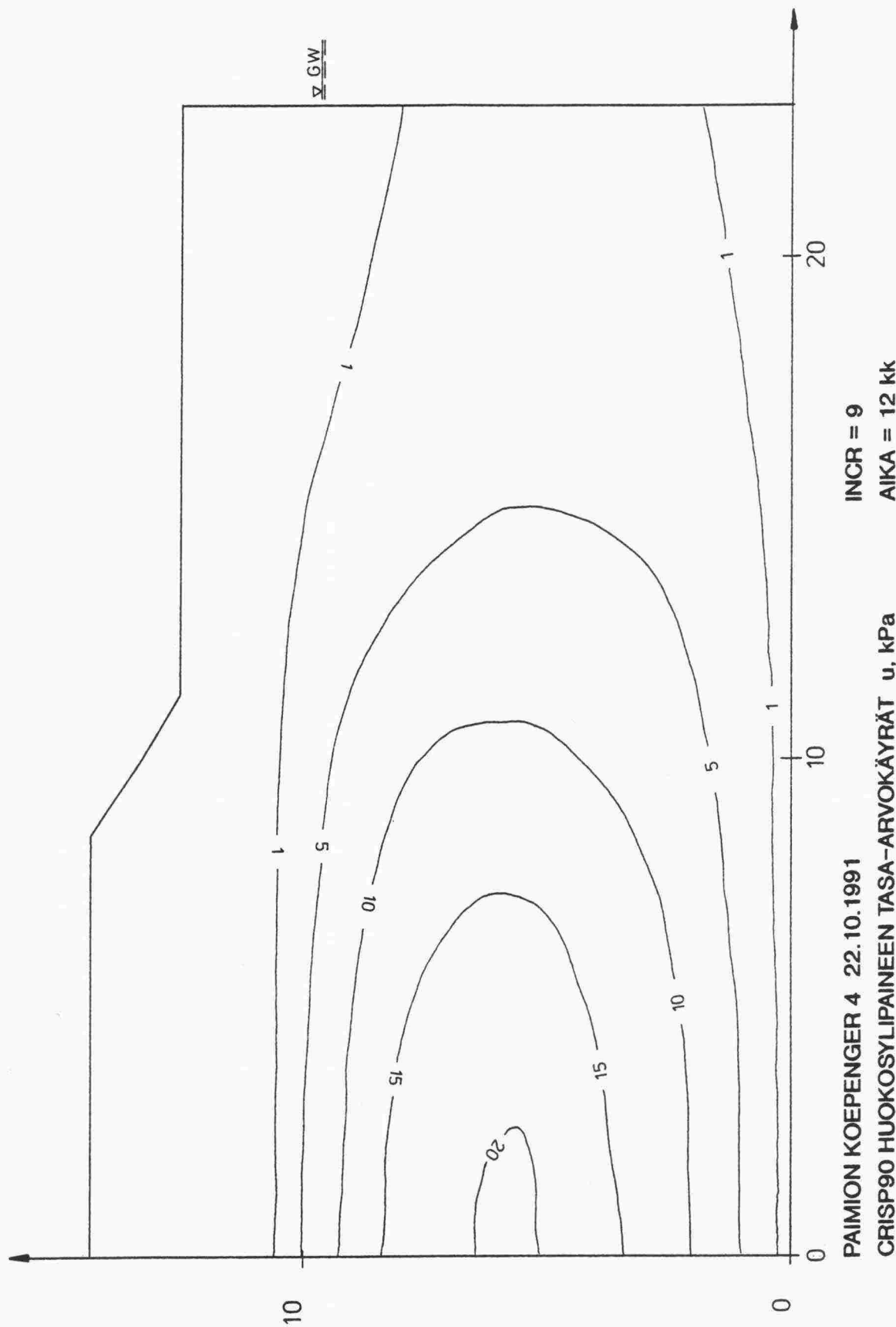
Kuva 4.17: Maanvarainen koepenger. Huokosylipaineen tasa-arvokäyrät suljetun tilan lopussa ($t = 3d$).



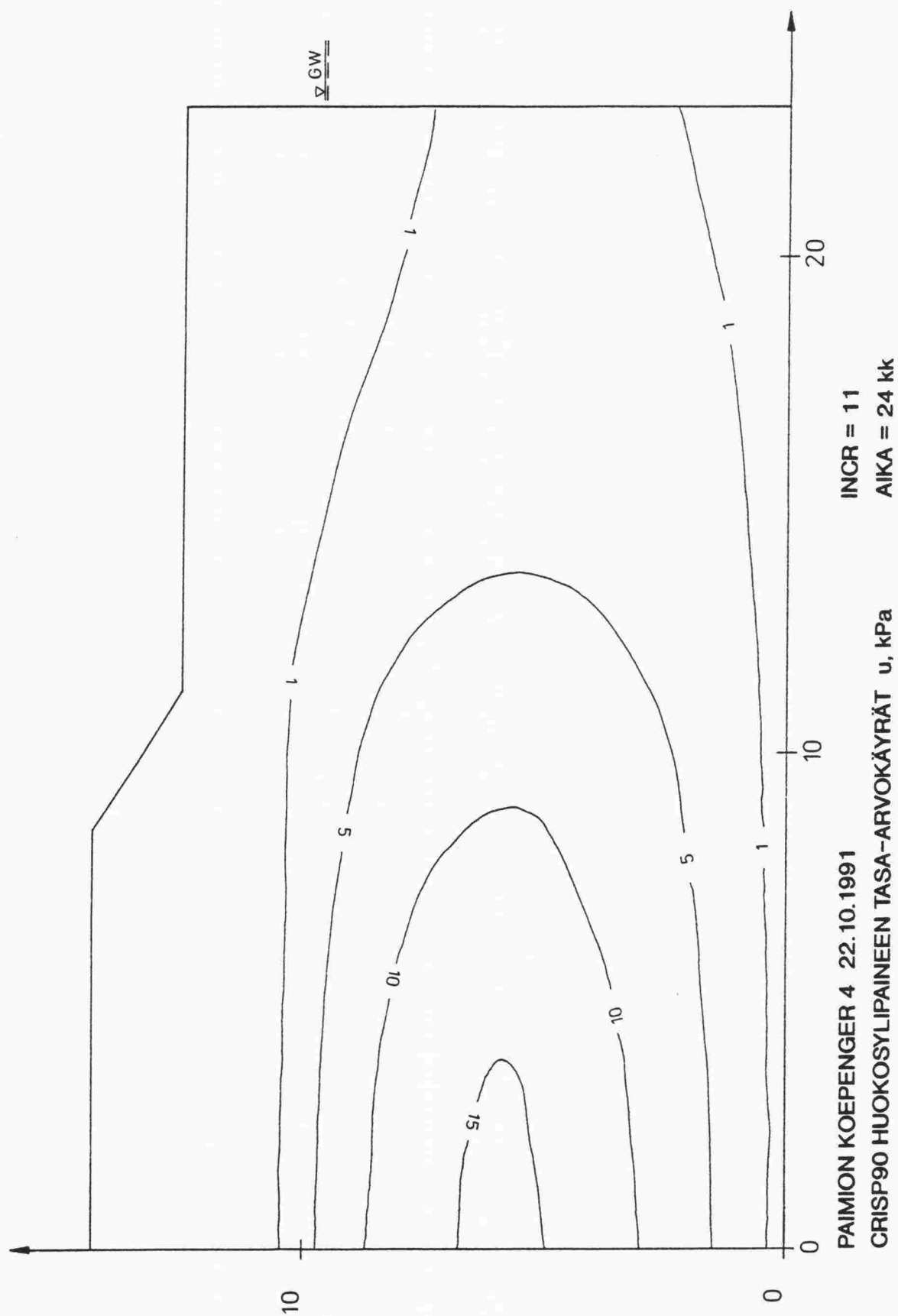
Kuva 4.18: Maanvarainen koepenger. Huokosylipaineen tasa-arvokäyrät $t = 3$ kk.



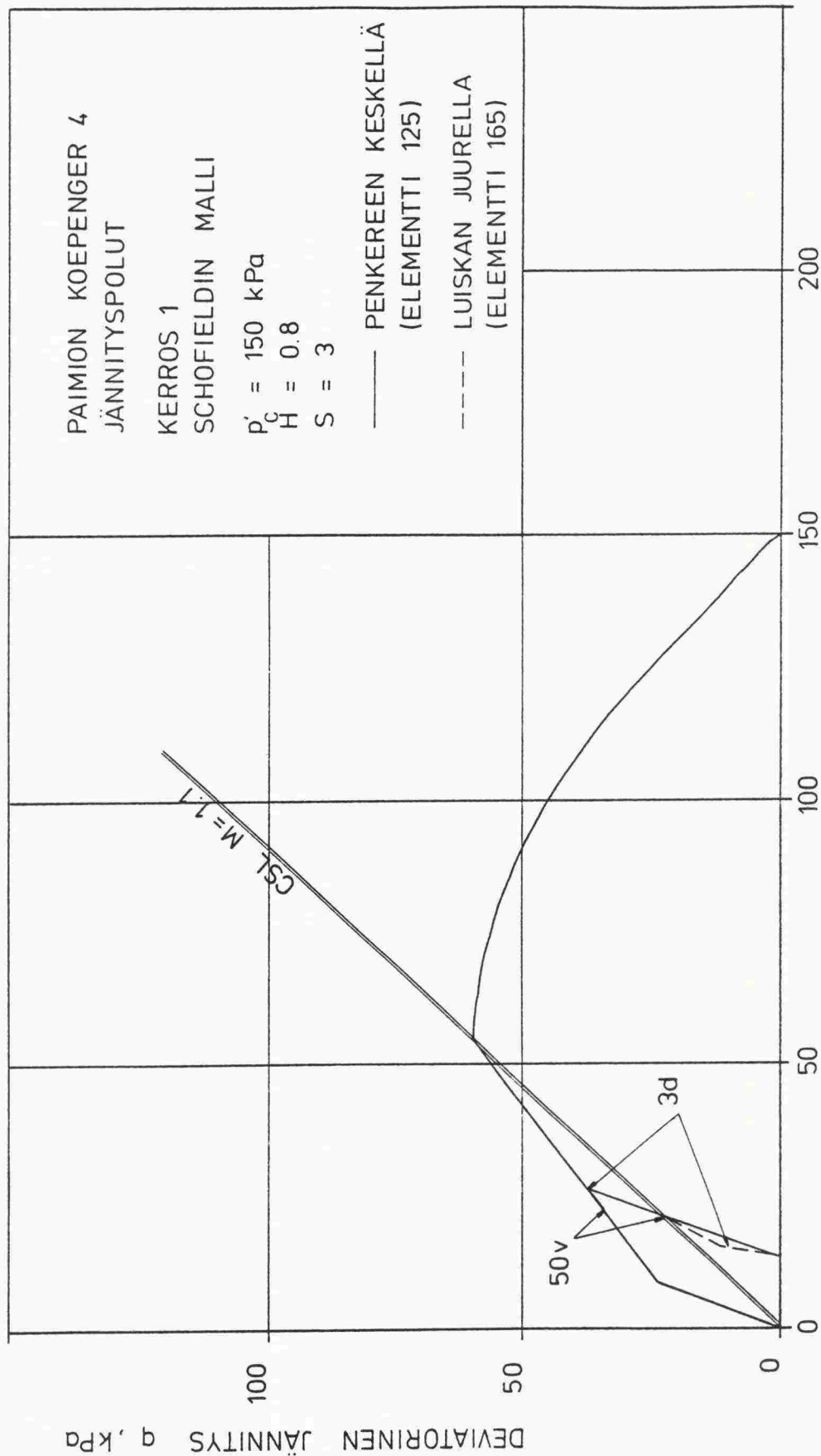
Kuva 4.19: Maanvarainen koepenger. Huokosylipaineen tasa-arvokäyrät $t = 6$ kk.



Kuva 4.20: Maanvarainen koepenger. Huokosylipaineen tasa-arvokäyrät $t = 12$ kk.

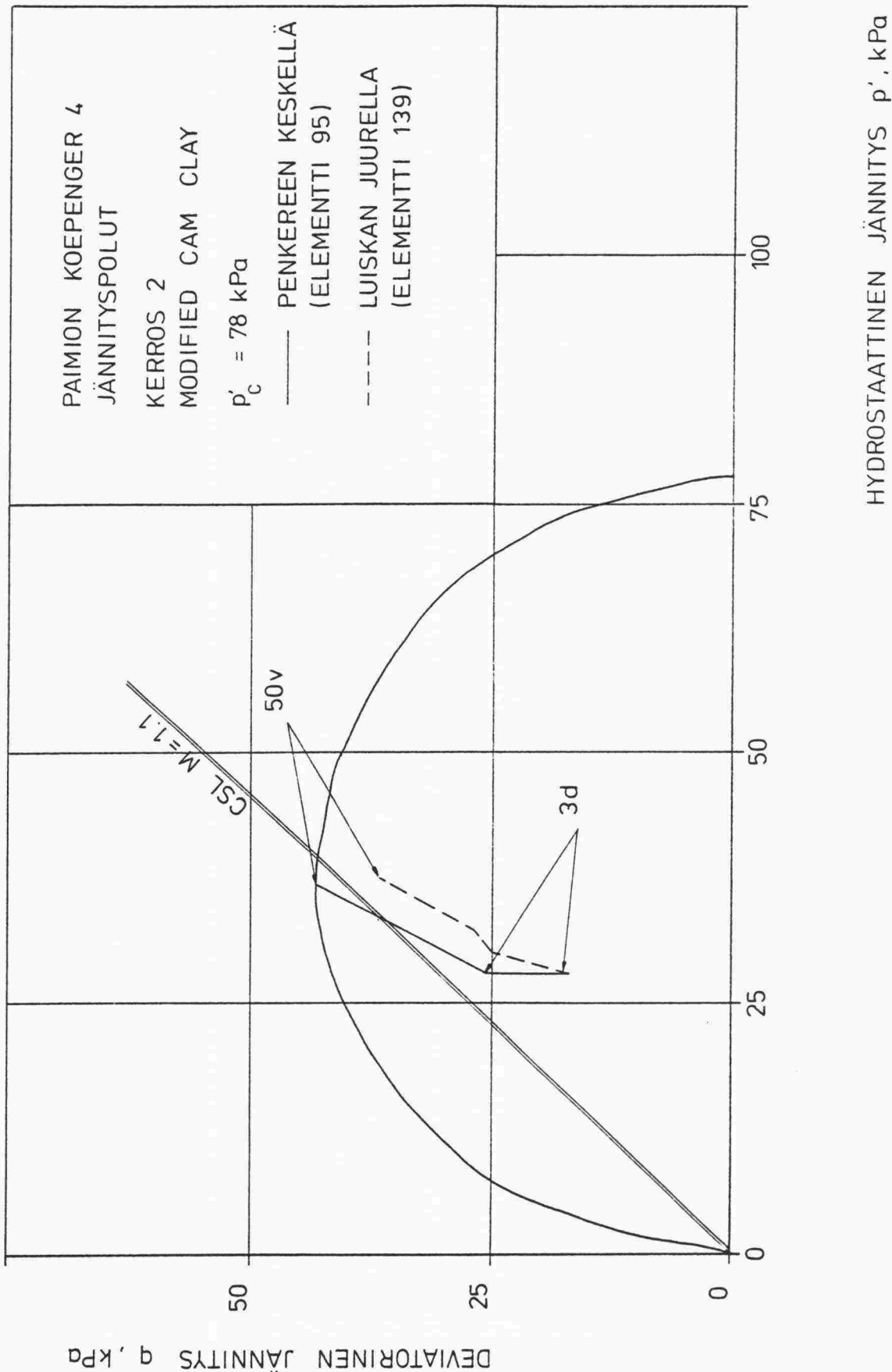


Kuva 4.21: Maanvarainen koepenger. Huokosylipaineen tasa-arvokäyrät $t = 24$ kk.

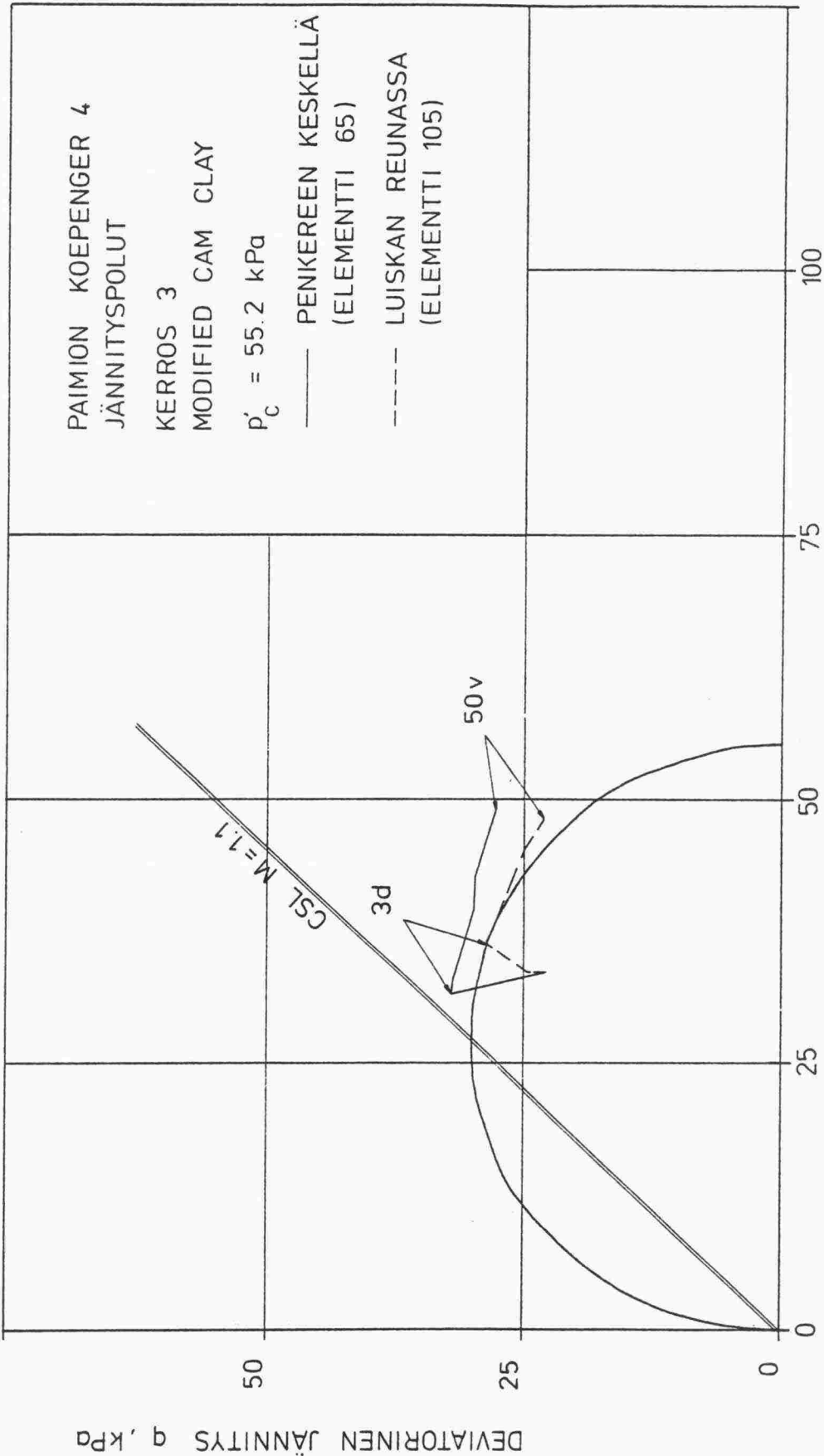


HYDROSTAATTINEN JÄNNITYS p' , kPa

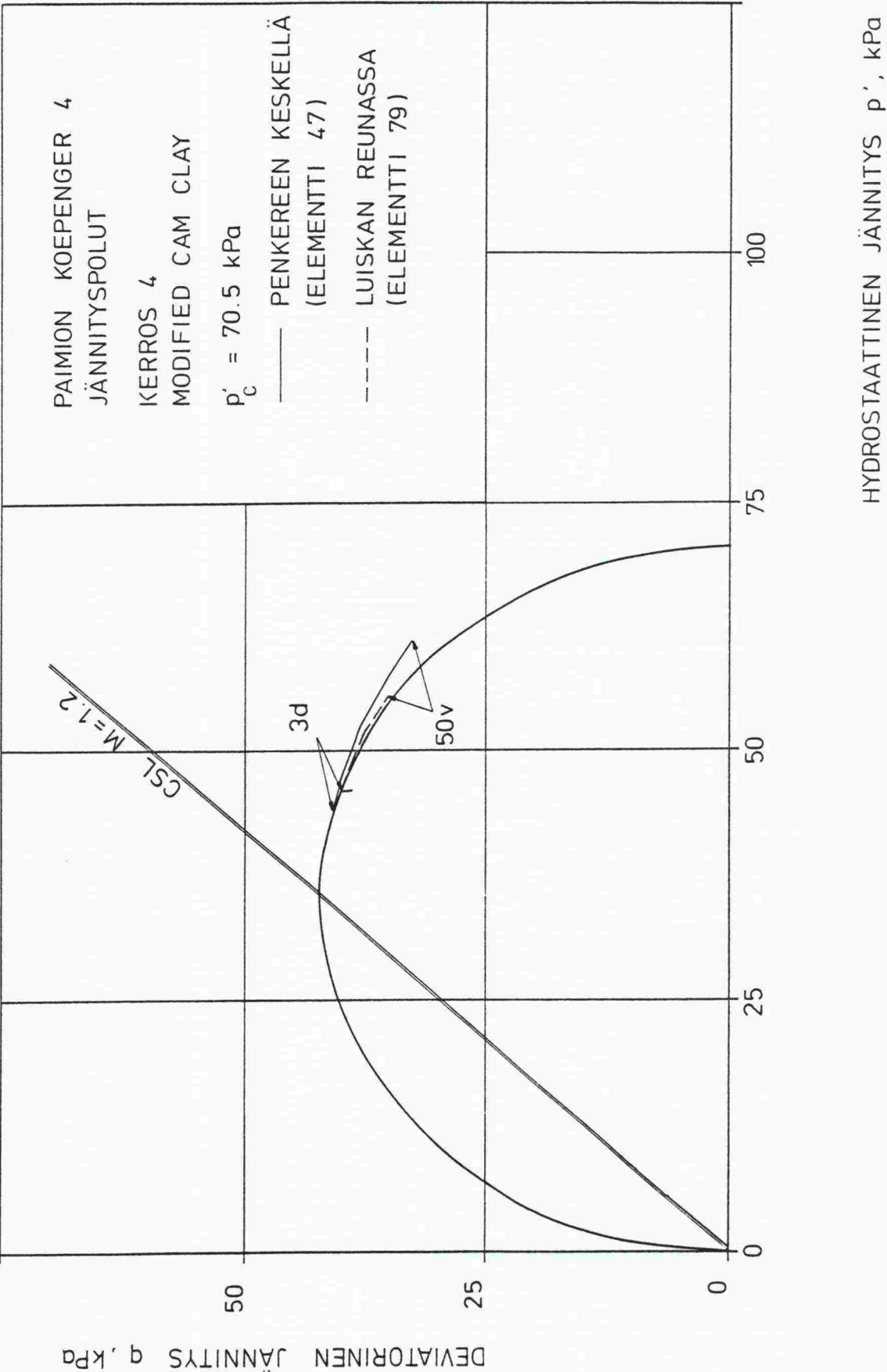
Kuva 4.22: Maanvarainen koepenger. Jännityspotut kerroksen 1 keskellä.



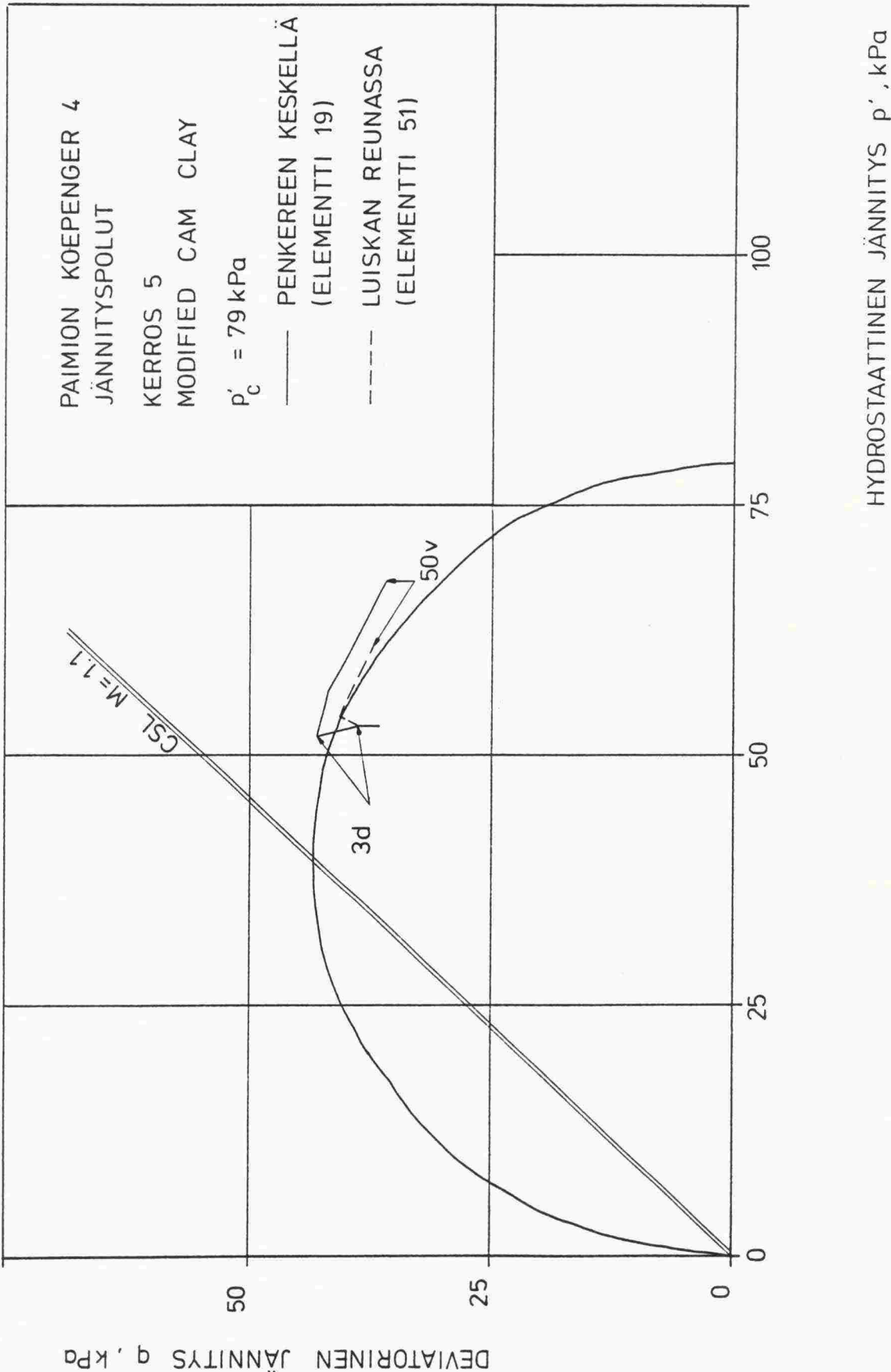
Kuva 4.23: Maanvarainen koepenger. Jännityspolut kerroksen 2 keskellä.



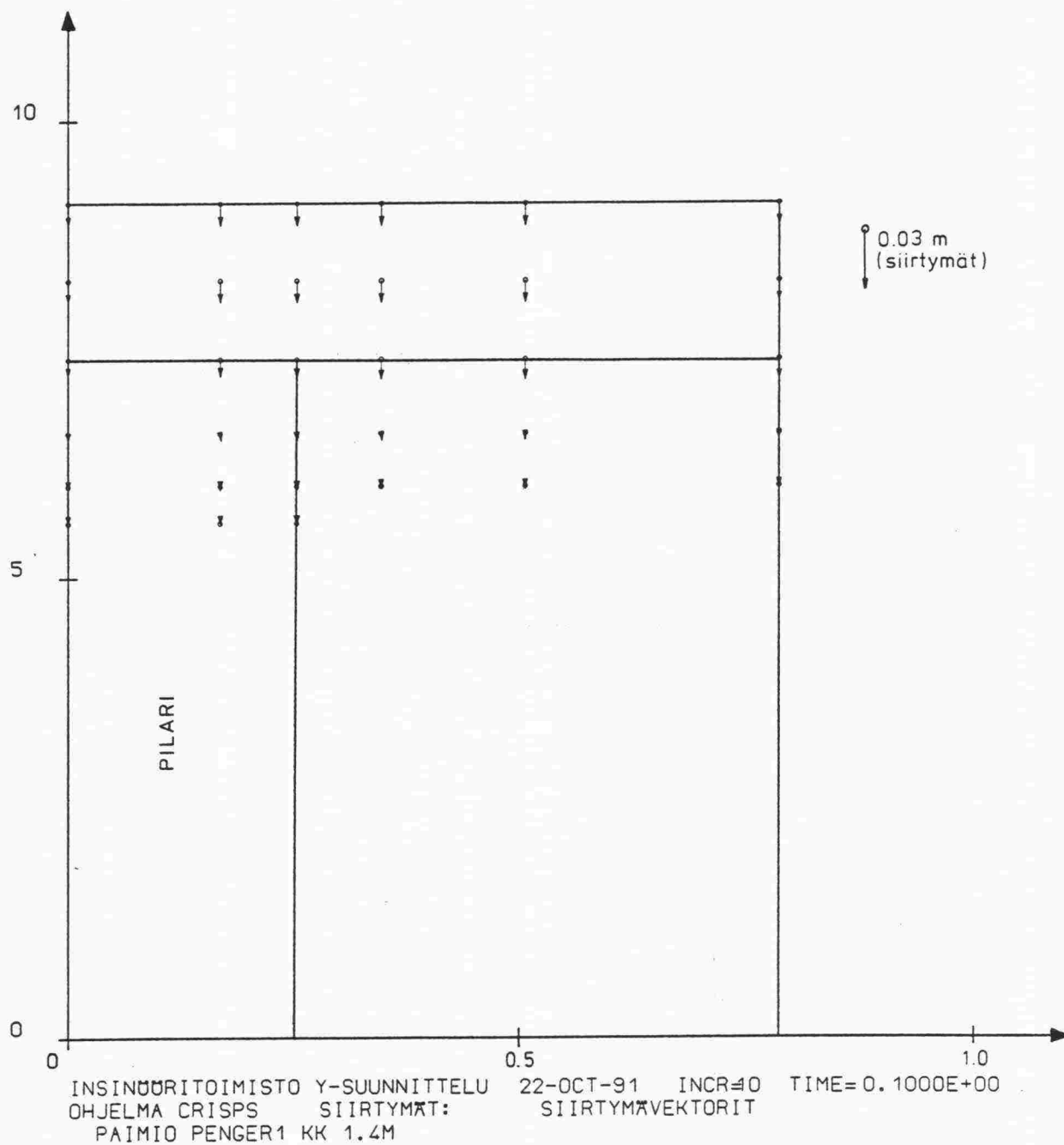
Kuva 4.24: Maanvarainen koepenger. Jännityspolut kerroksen 3 keskellä.



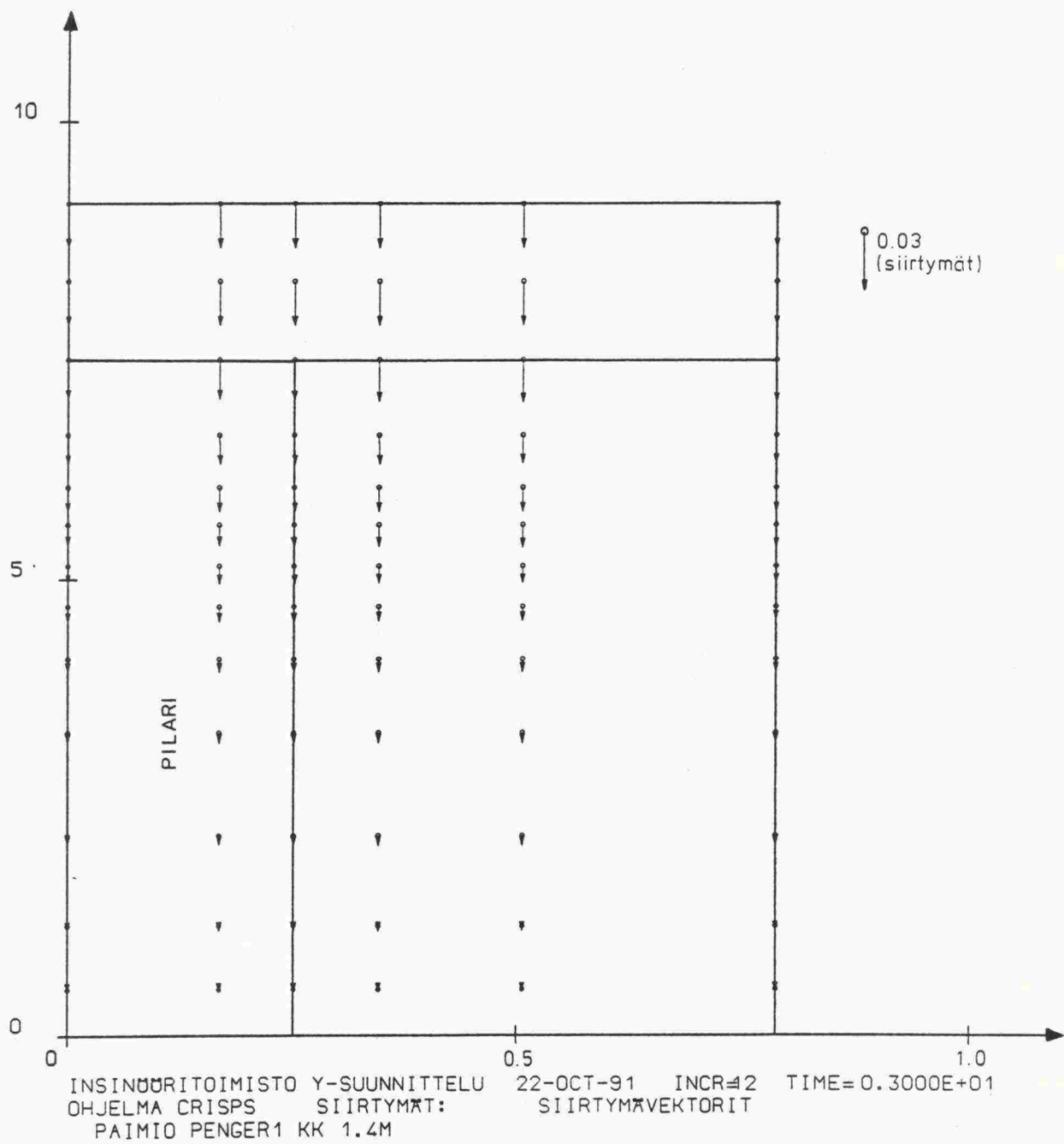
Kuva 4.25: Maanvarainen koepenger. Jännityspolut kerroksen 4 keskellä.



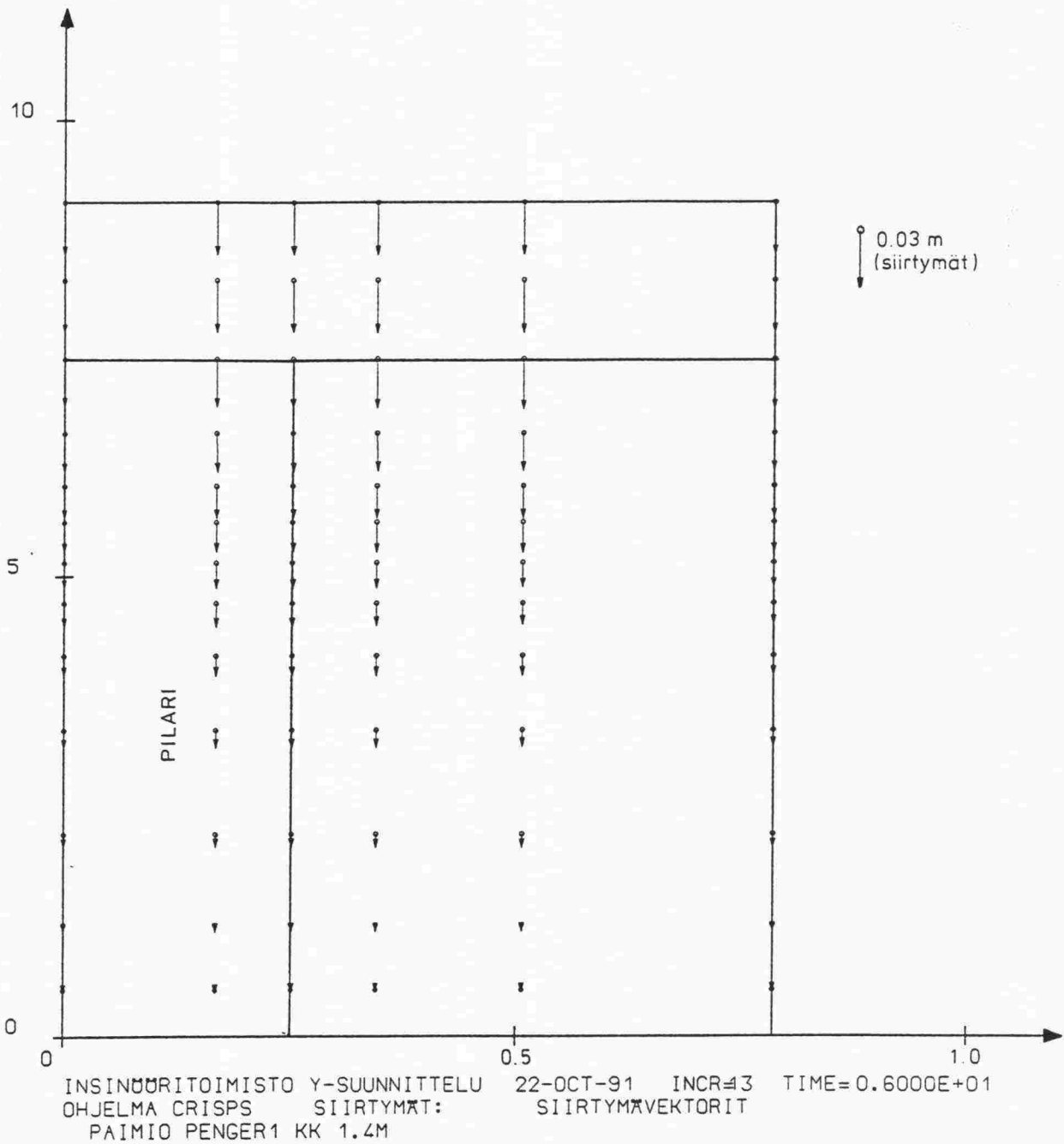
Kuva 4.26: Maanvarainen koepenger. Jännityspolut kerroksen 5 keskellä.



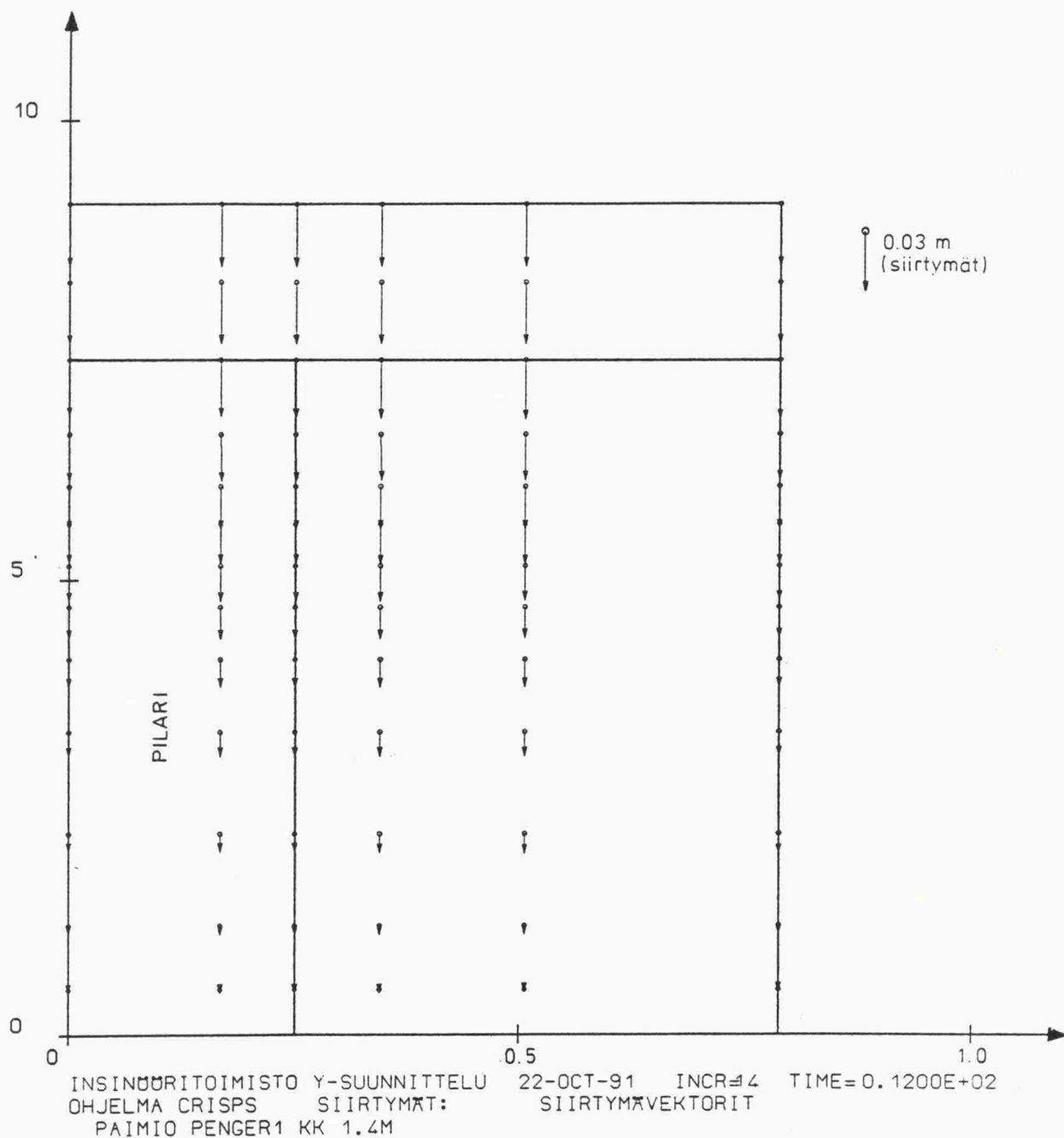
Kuva 4.27: Koepenger 1. Siirtymävektorit suljetun tilan lopussa ($t = 3d$).



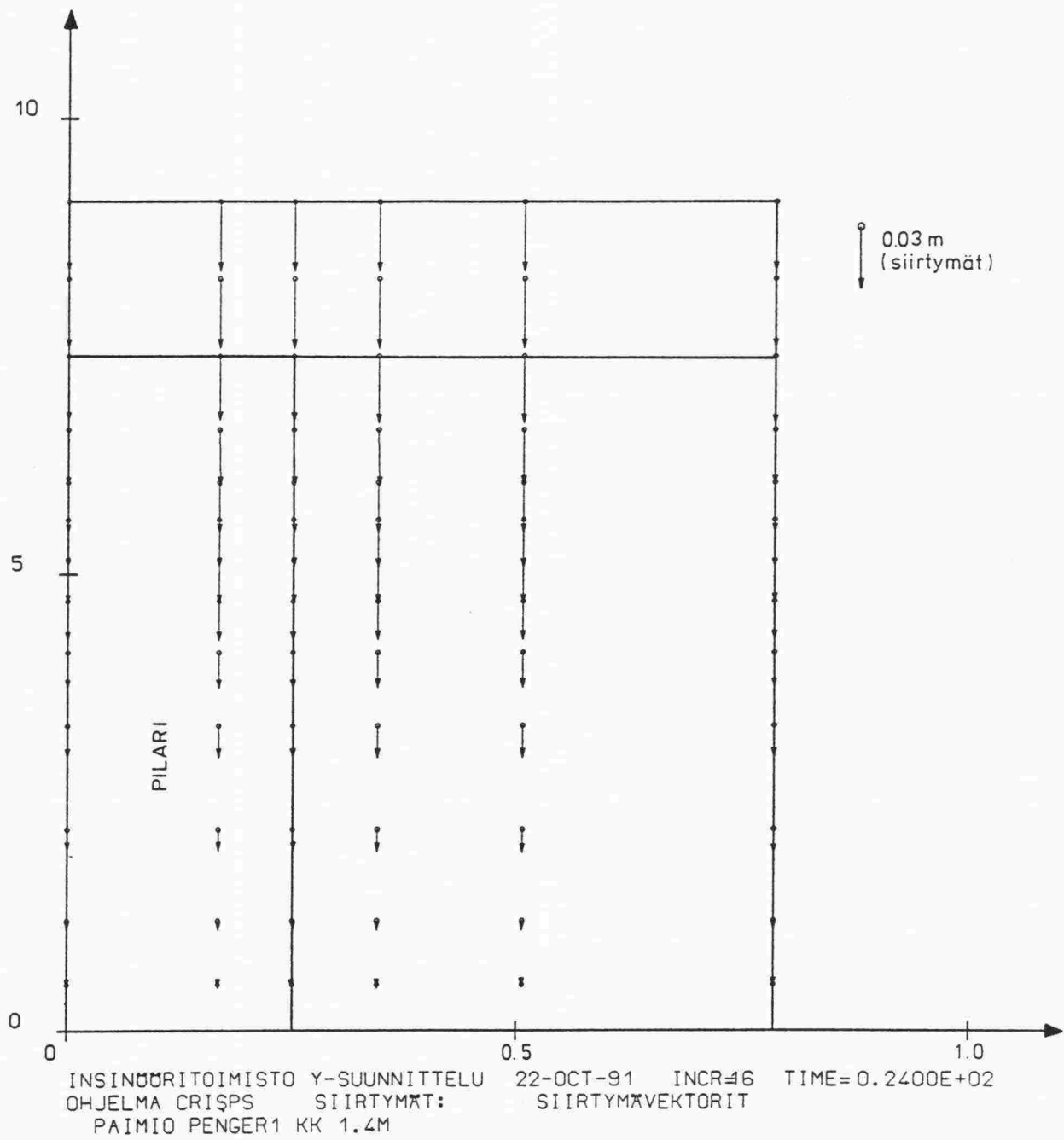
Kuva 4.28: Koepenger 1. Siirtymävektorit $t = 3$ kk.



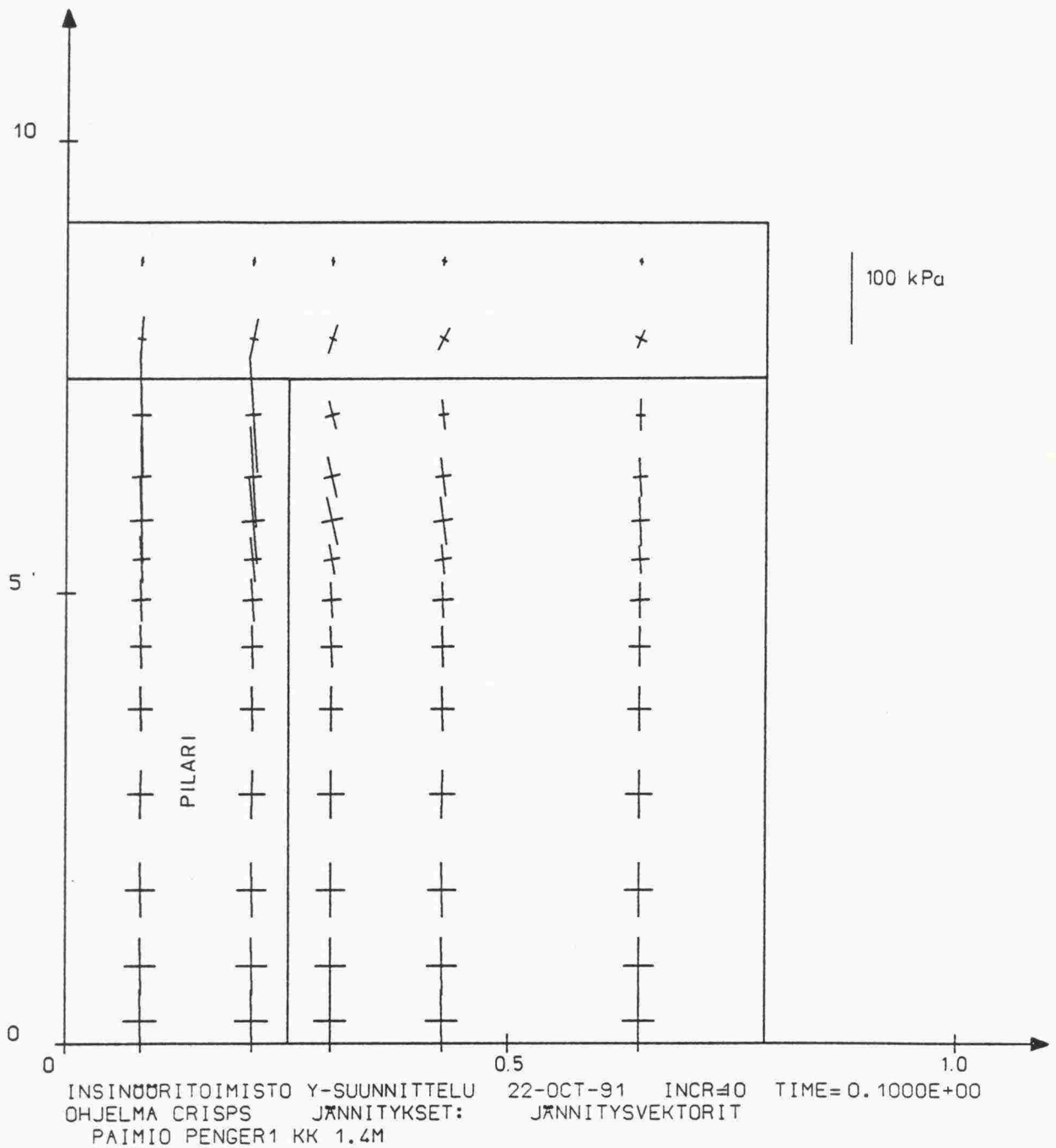
Kuva 4.29: Koepenger 1. Siirtymävektorit $t = 6$ kk.



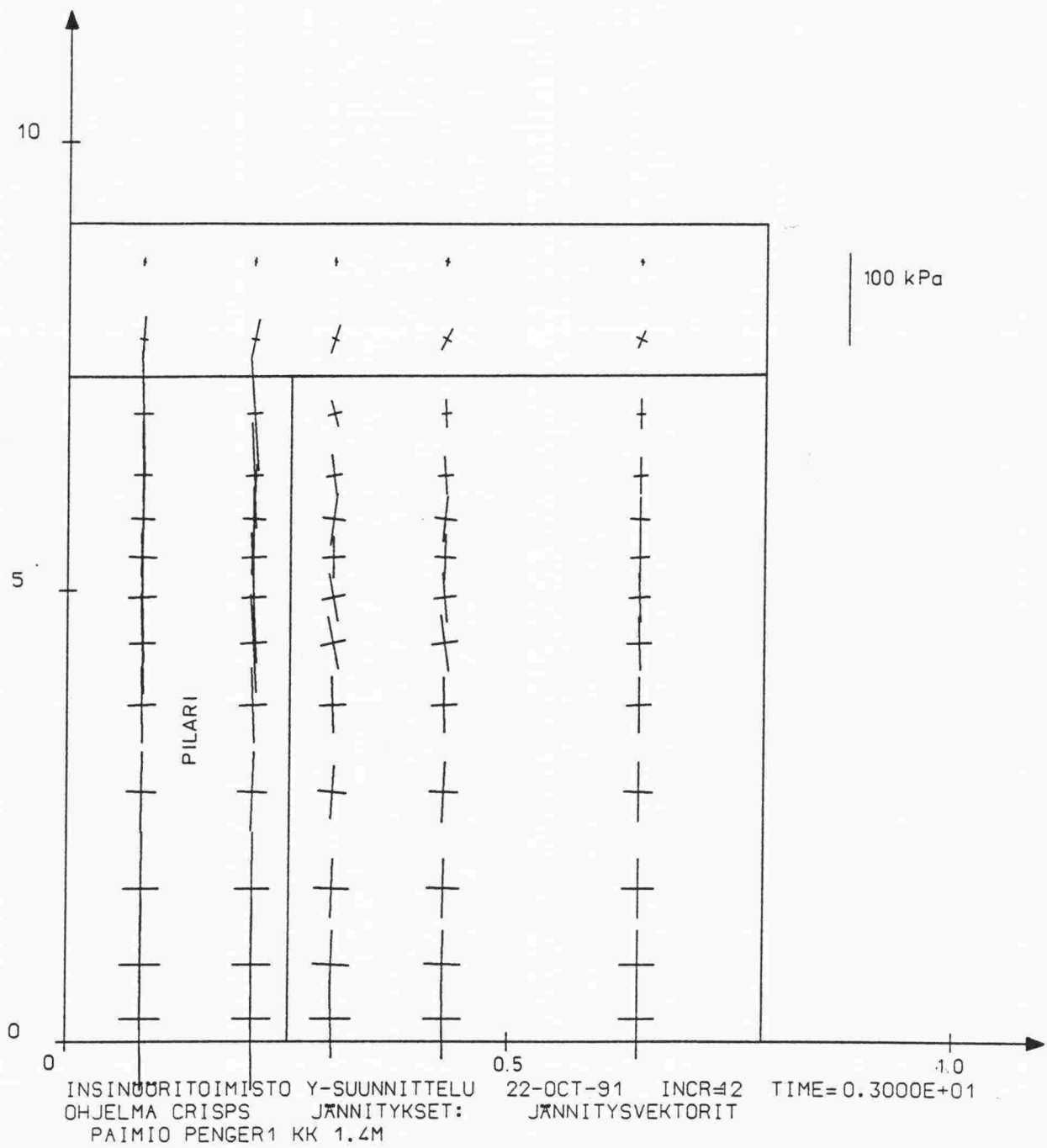
Kuva 4.30: Koepenger 1. Siirtymävektorit $t = 12$ kk.



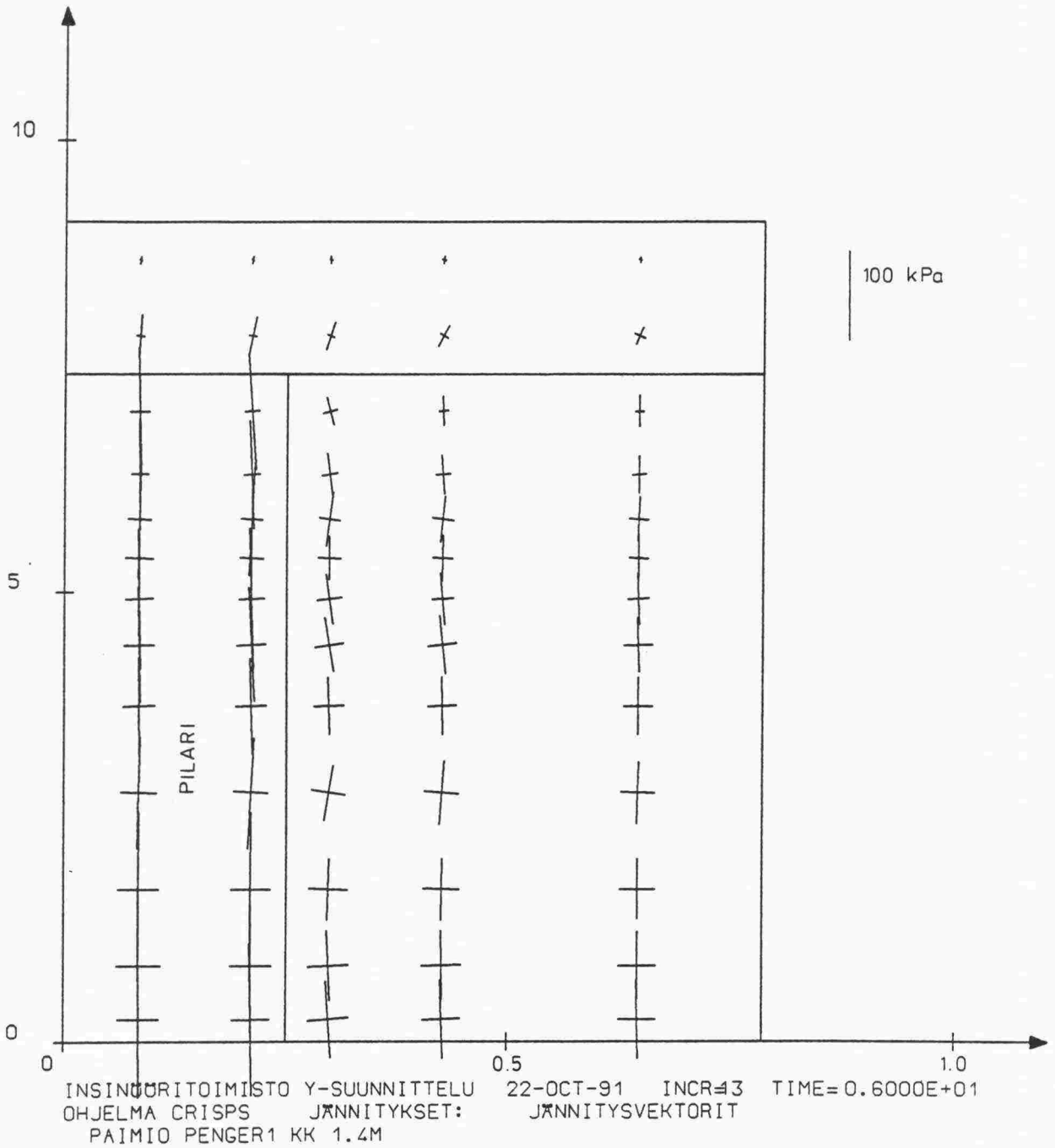
Kuva 4.31: Koepenger 1. Siirtymävektorit $t = 24$ kk.



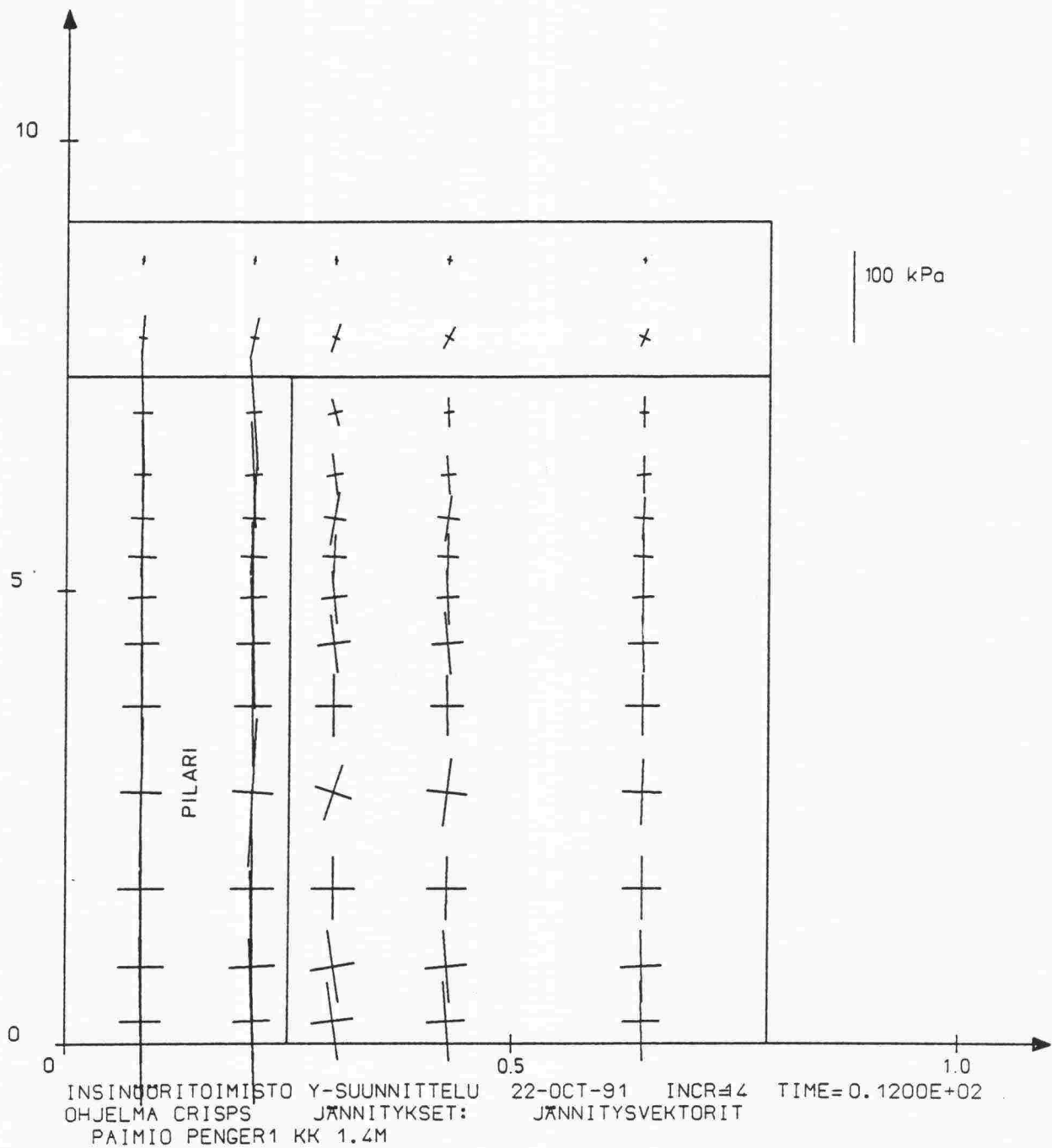
Kuva 4.32: Koepenger 1. Pääjännitysvektorit suljetun tilan lopussa ($t = 3d$).



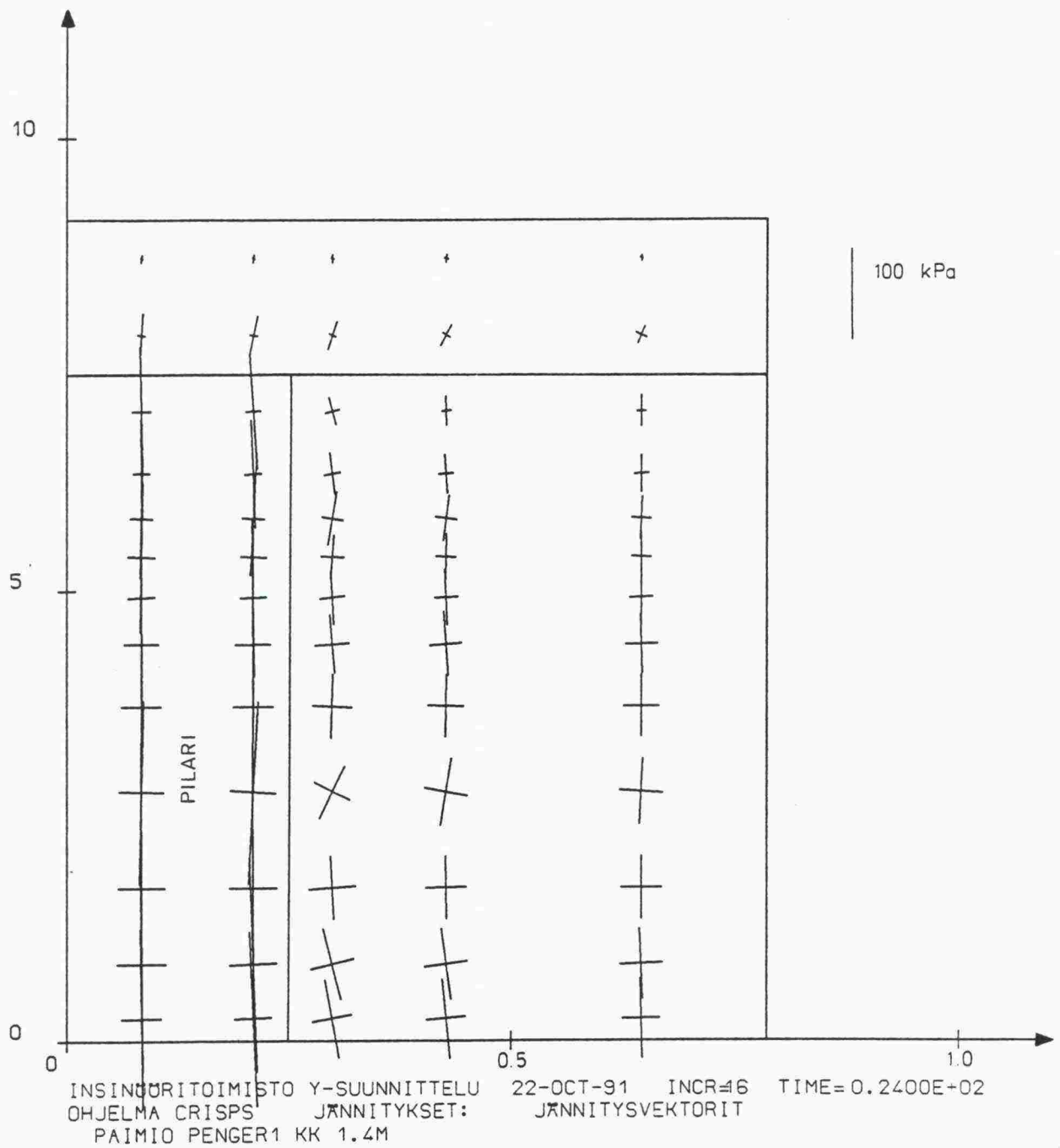
Kuva 4.33: Koepenger 1. Pääjännitysvektorit $t = 3$ kk.



Kuva 4.34: Koepenger 1. Pääjännitysvektorit $t = 6$ kk.

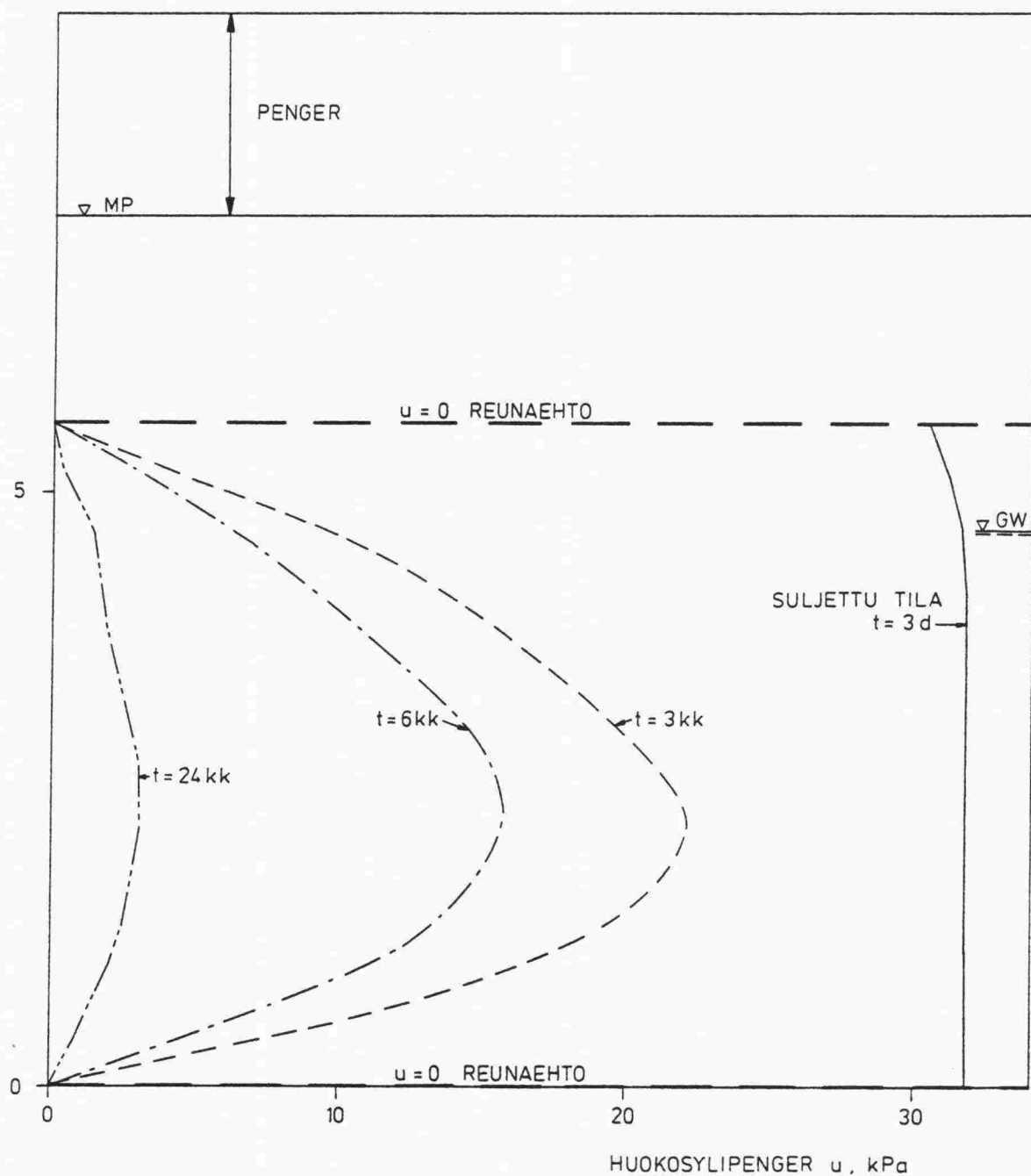


Kuva 4.35: Koepenger 1. Pääjännitysvektorit t = 12 kk.



Kuva 4.36: Koepenger 1. Pääjännitysvektorit $t = 24$ kk.

PAIMION KOEPENGER 1
SEMENTTIPILARIT K/K 1.4 M
HUOKOSYLIPAINEN JAKAUMA

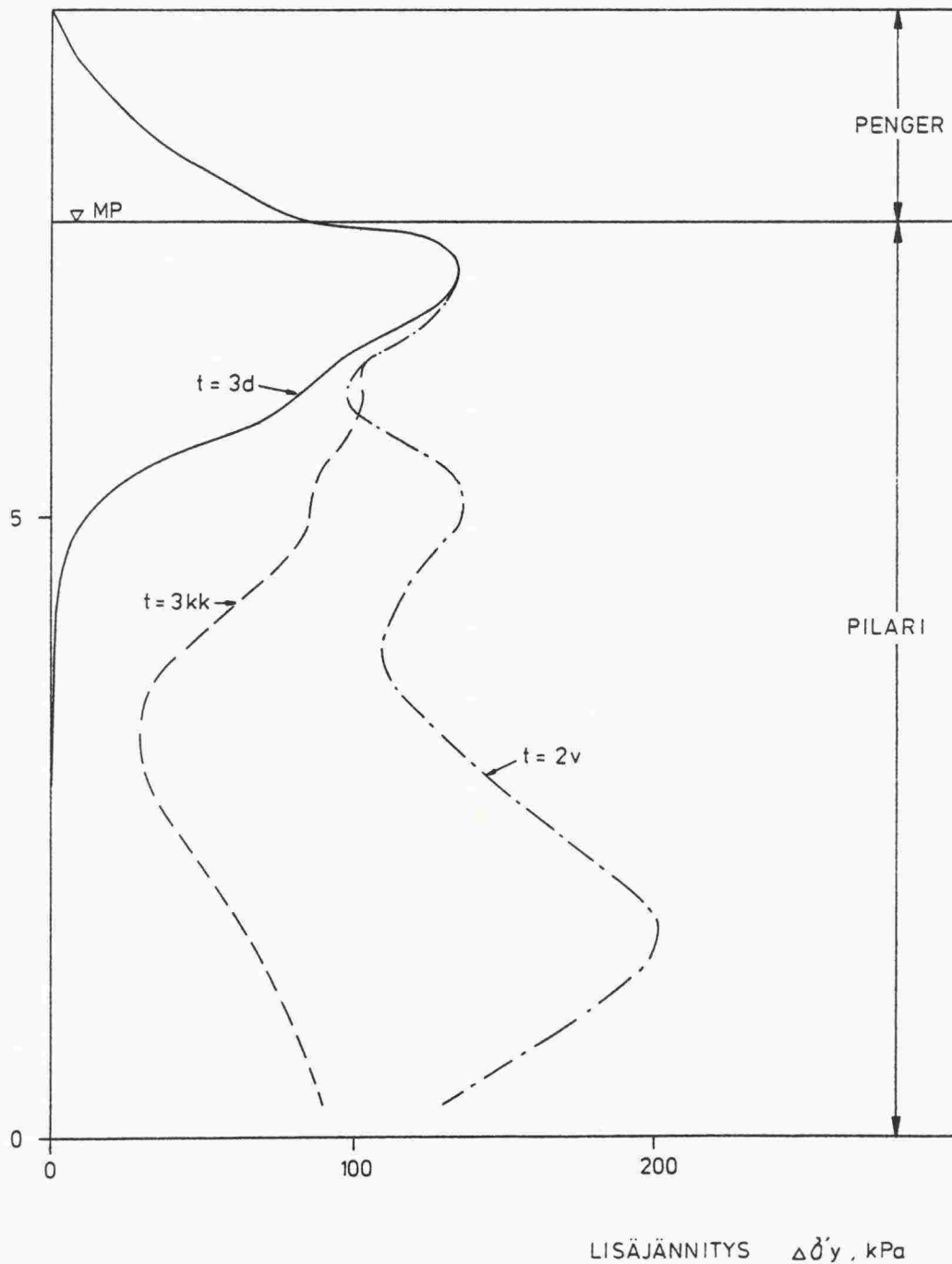


Kuva 4.37: Koepenger 1. Huokosylipaineen jakauma.

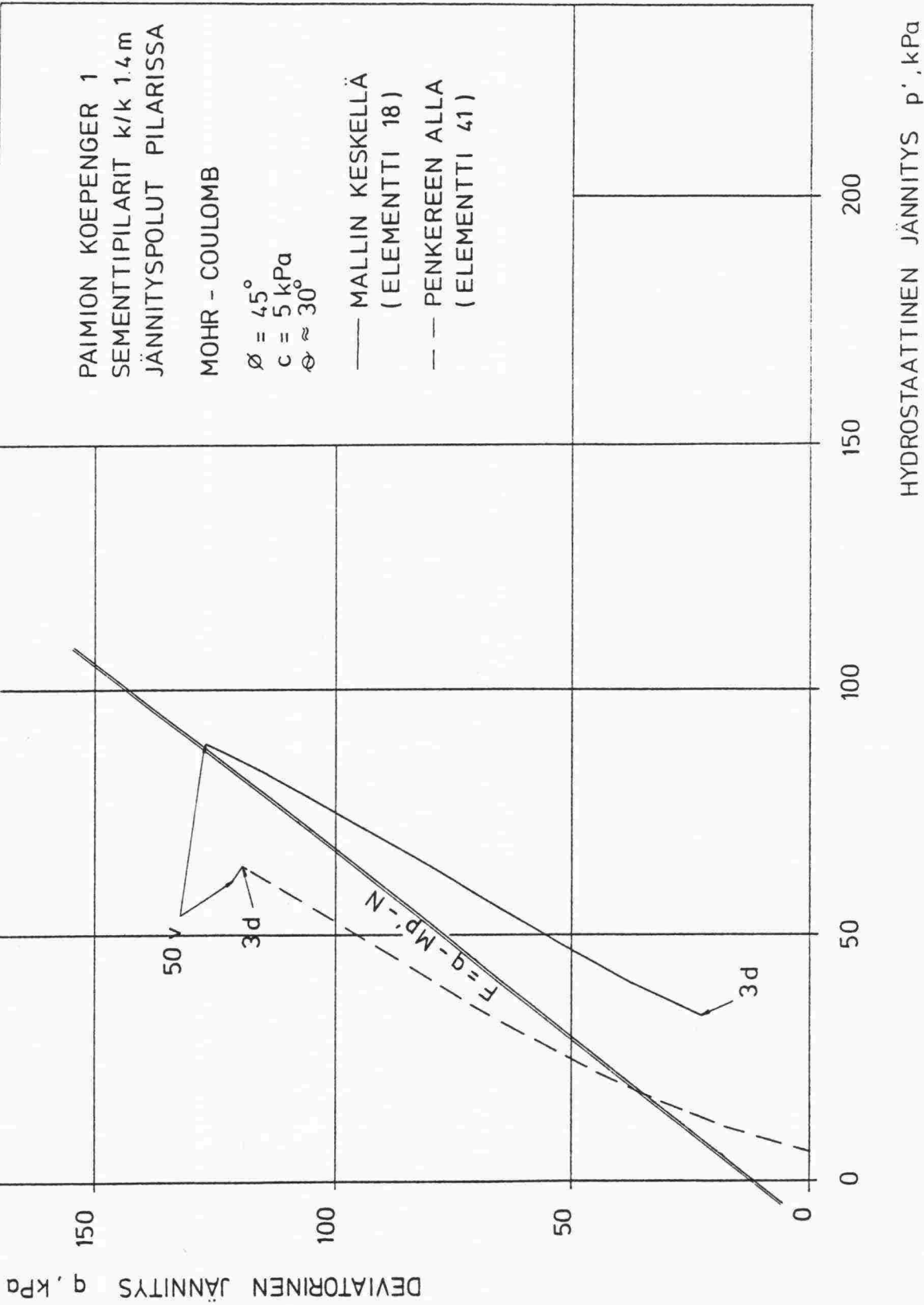
PAIMION KOEPENGER 1

SEMENTTIPILARIT K/K 1.4 M

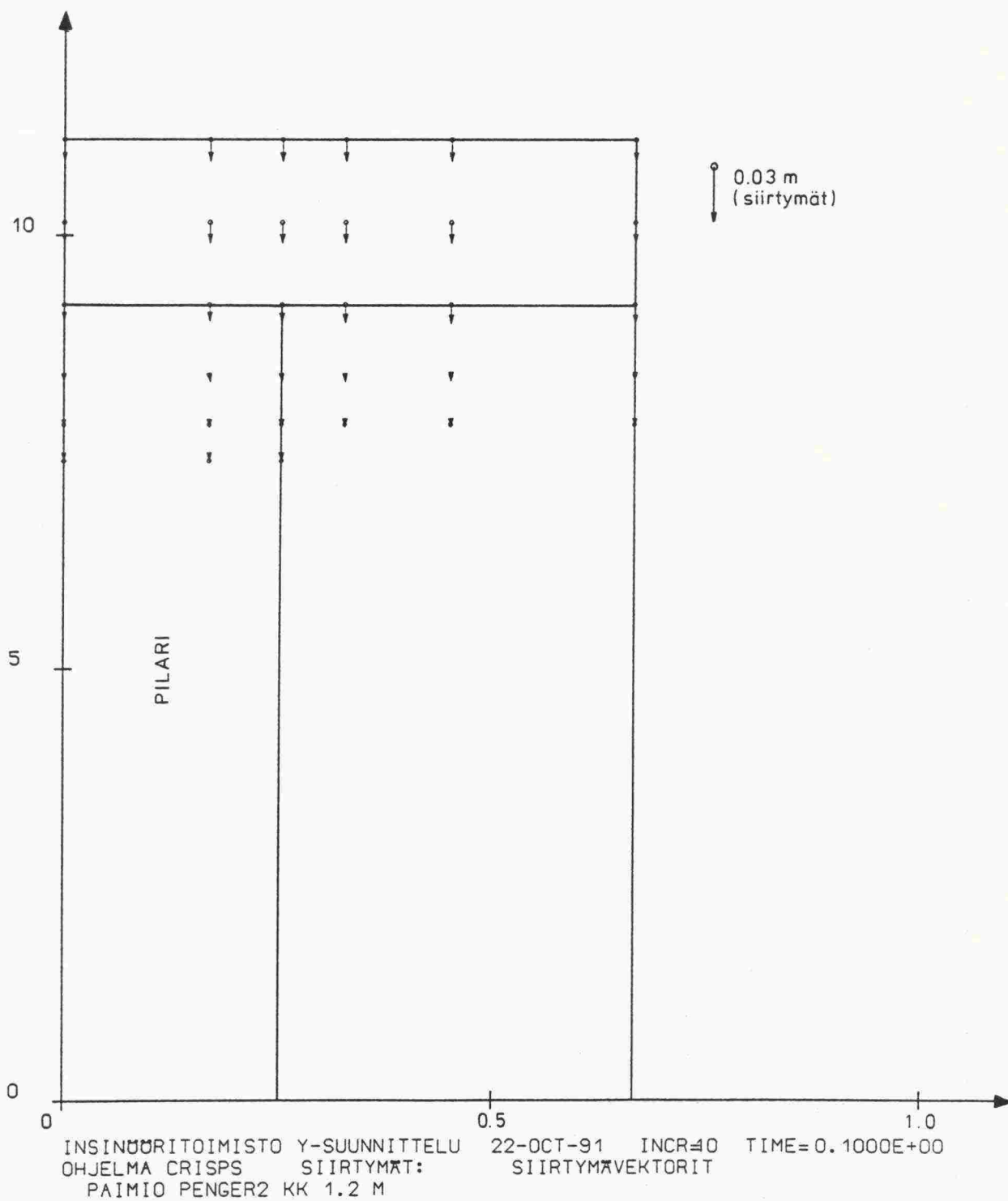
PENKEREESTÄ AIHEUTUVAN LISÄJÄNNITYKSEN
JAKAUMA PILARIN KOHDALLA



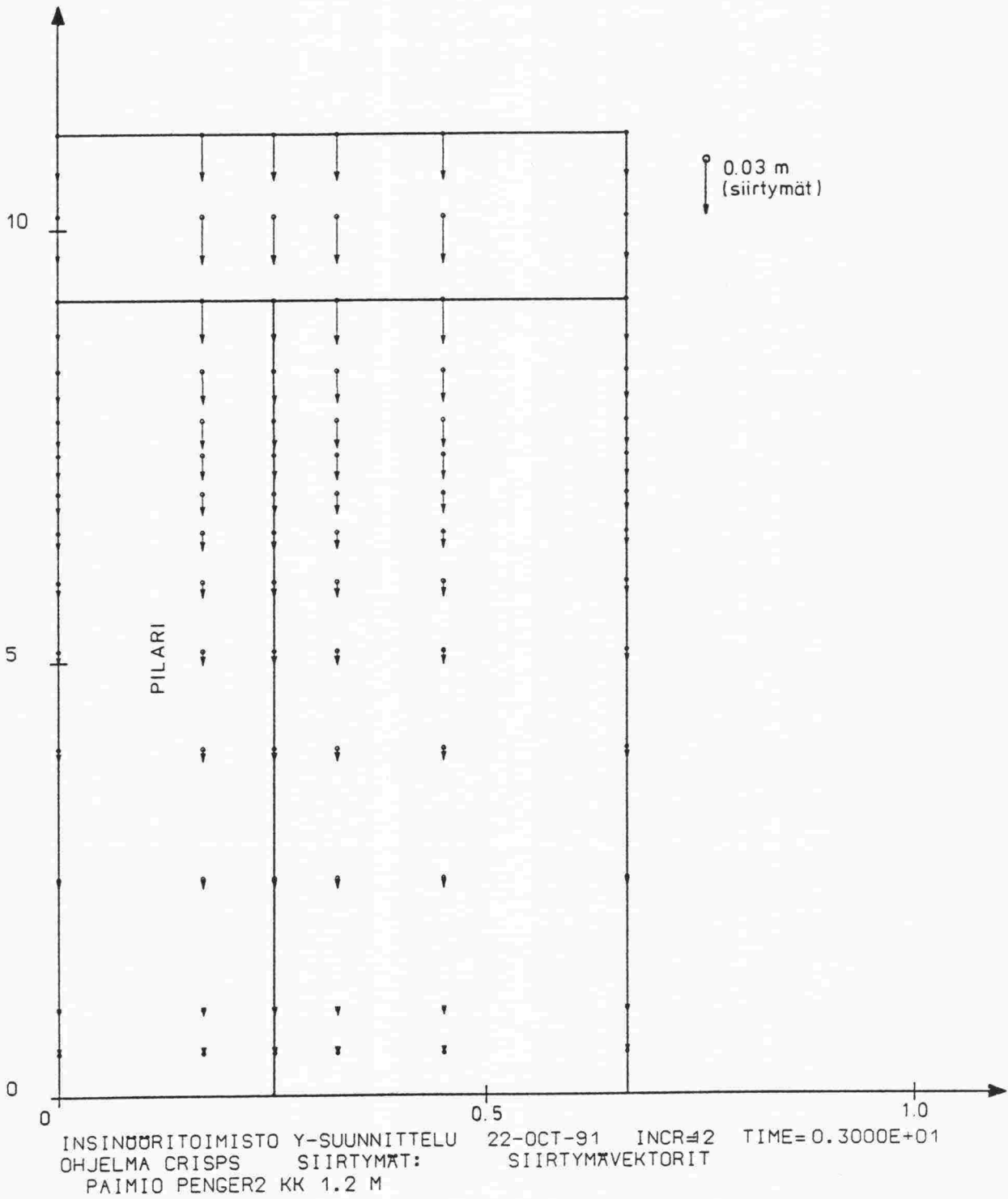
Kuva 4.38: Koepenger 1. Pengerkuormasta aiheutuvan lisäjännityksen jakauma pilarin keskellä.



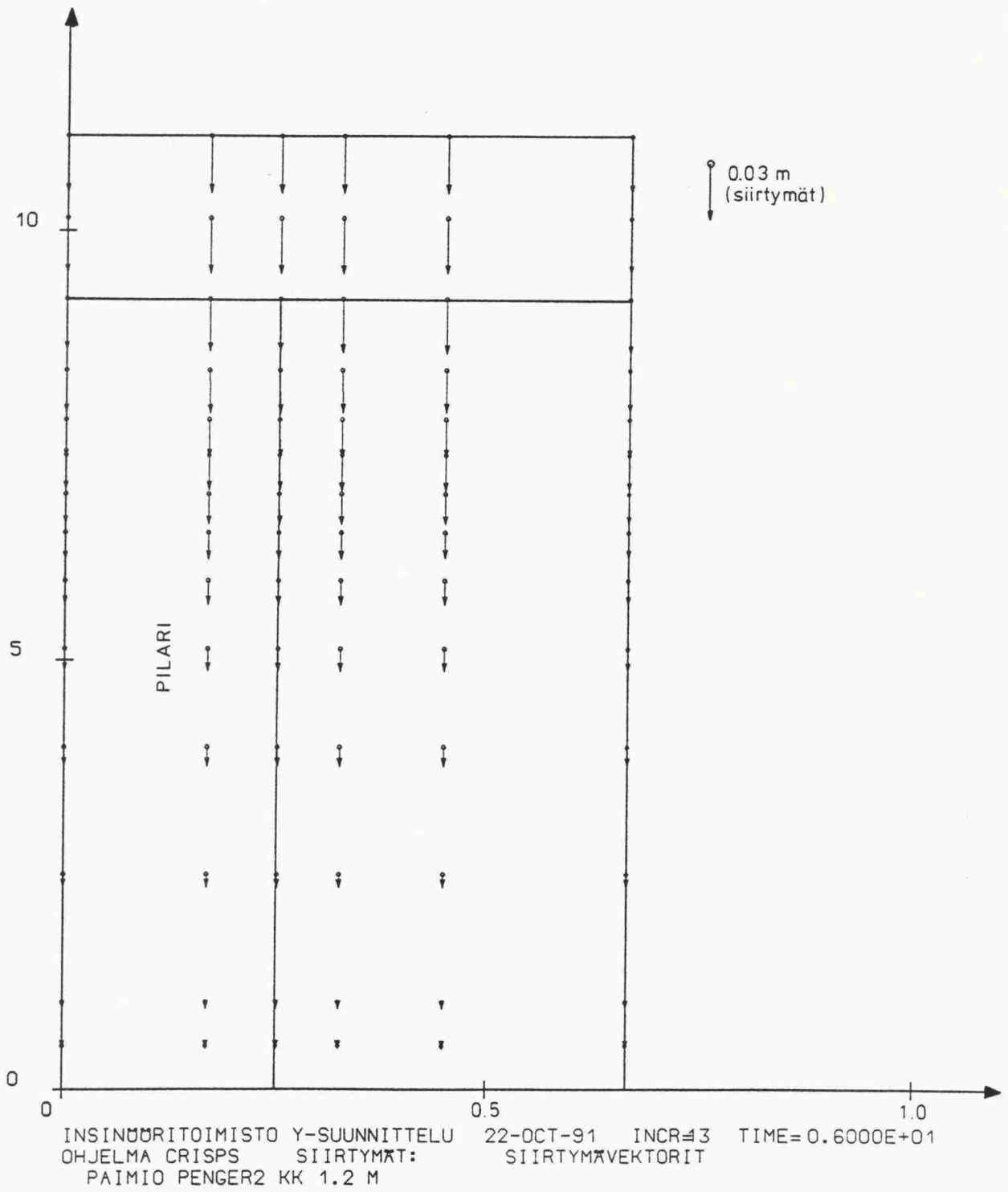
Kuva 4.39: Koepenger 1. Jännityspolut pilarissa.



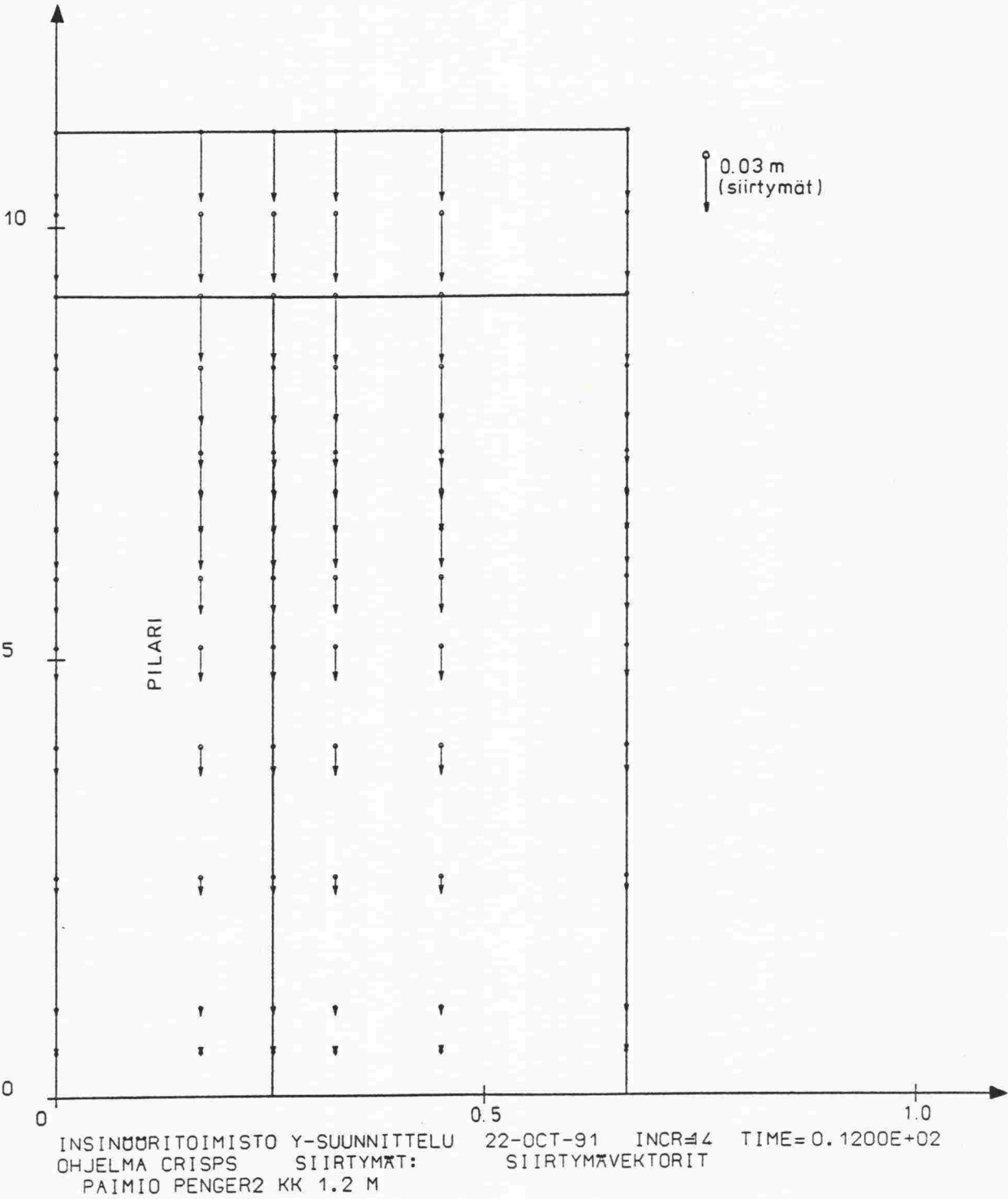
Kuva 4.40: Koepenger 2. Siirtymävektorit suljetun tilan lopussa ($t = 3d$).



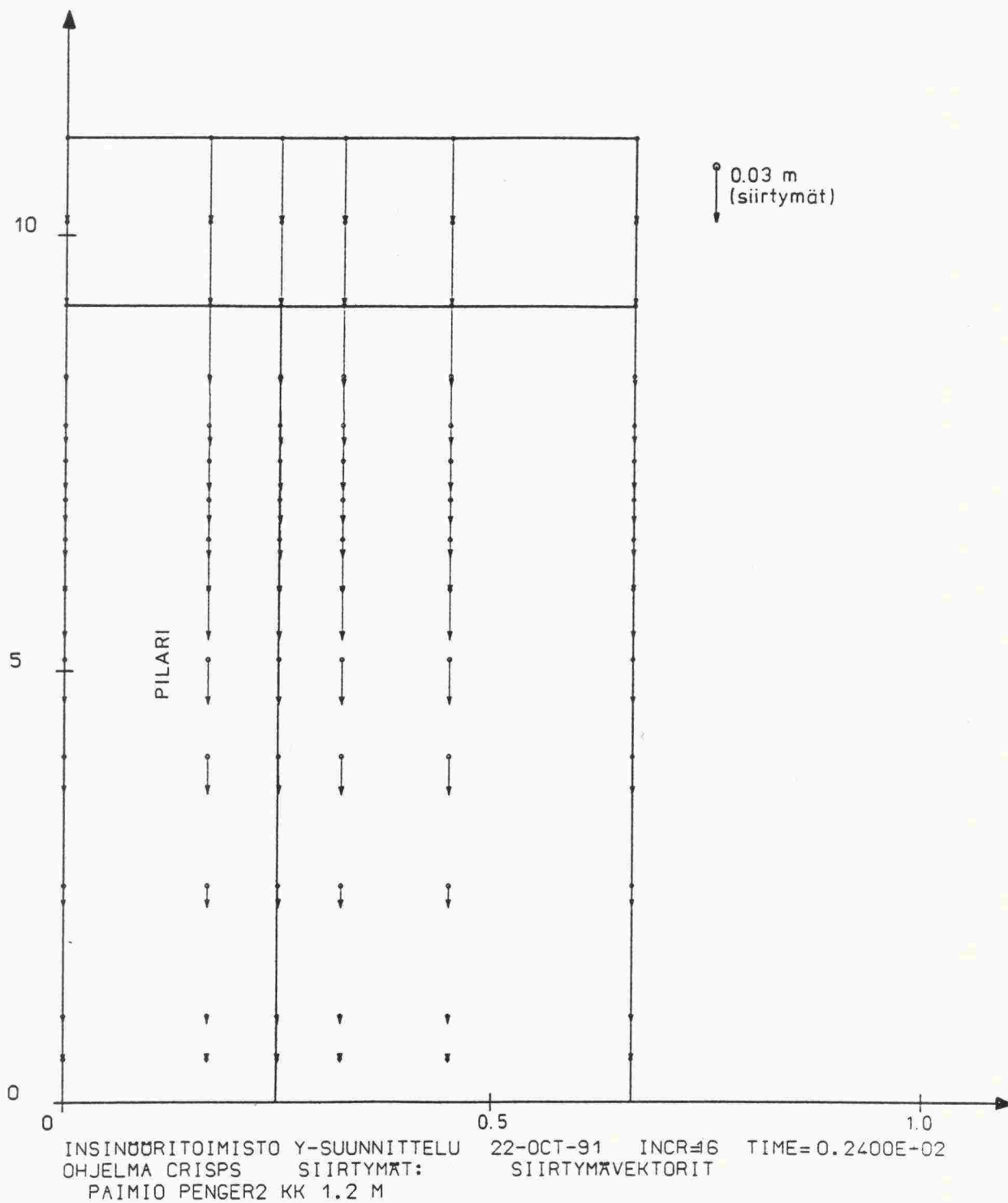
Kuva 4.41: Koepenger 2. Siirtymävektorit $t = 3$ kk.



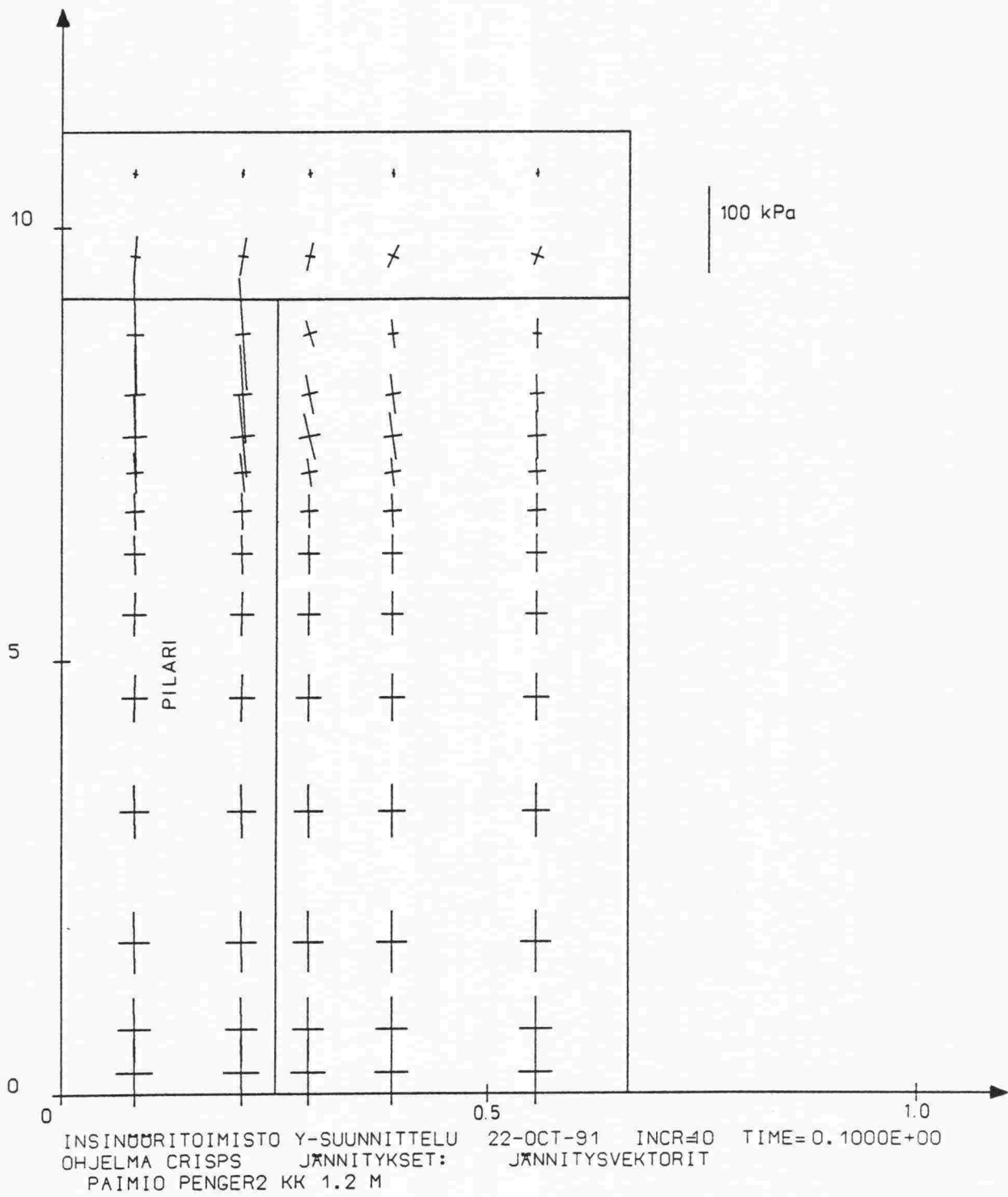
Kuva 4.42: Koepenger 2. Siirtymävektorit $t = 6$ kk.



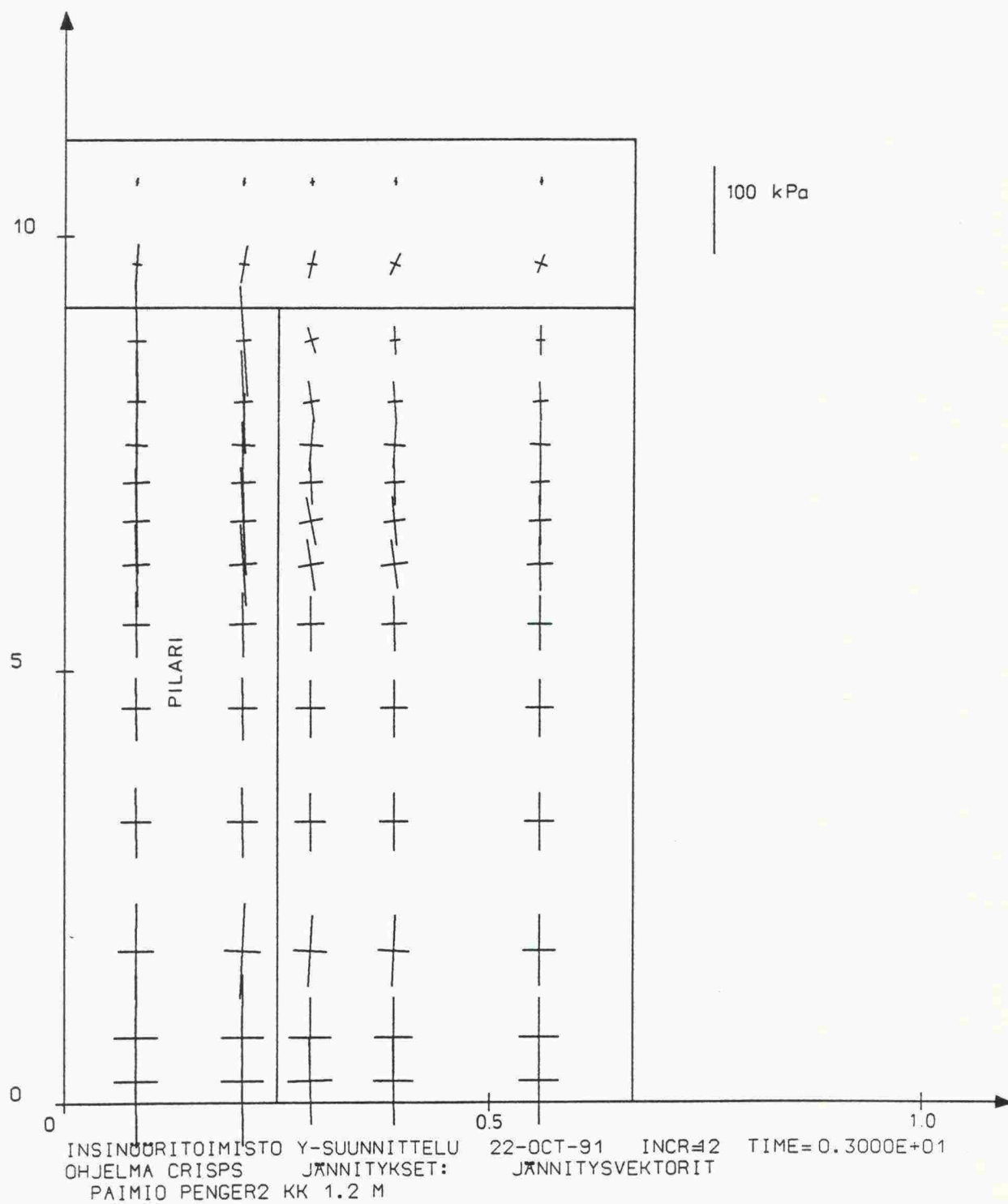
Kuva 4.43: Koepenger 2. Siirtymävektorit $t = 12$ kk.



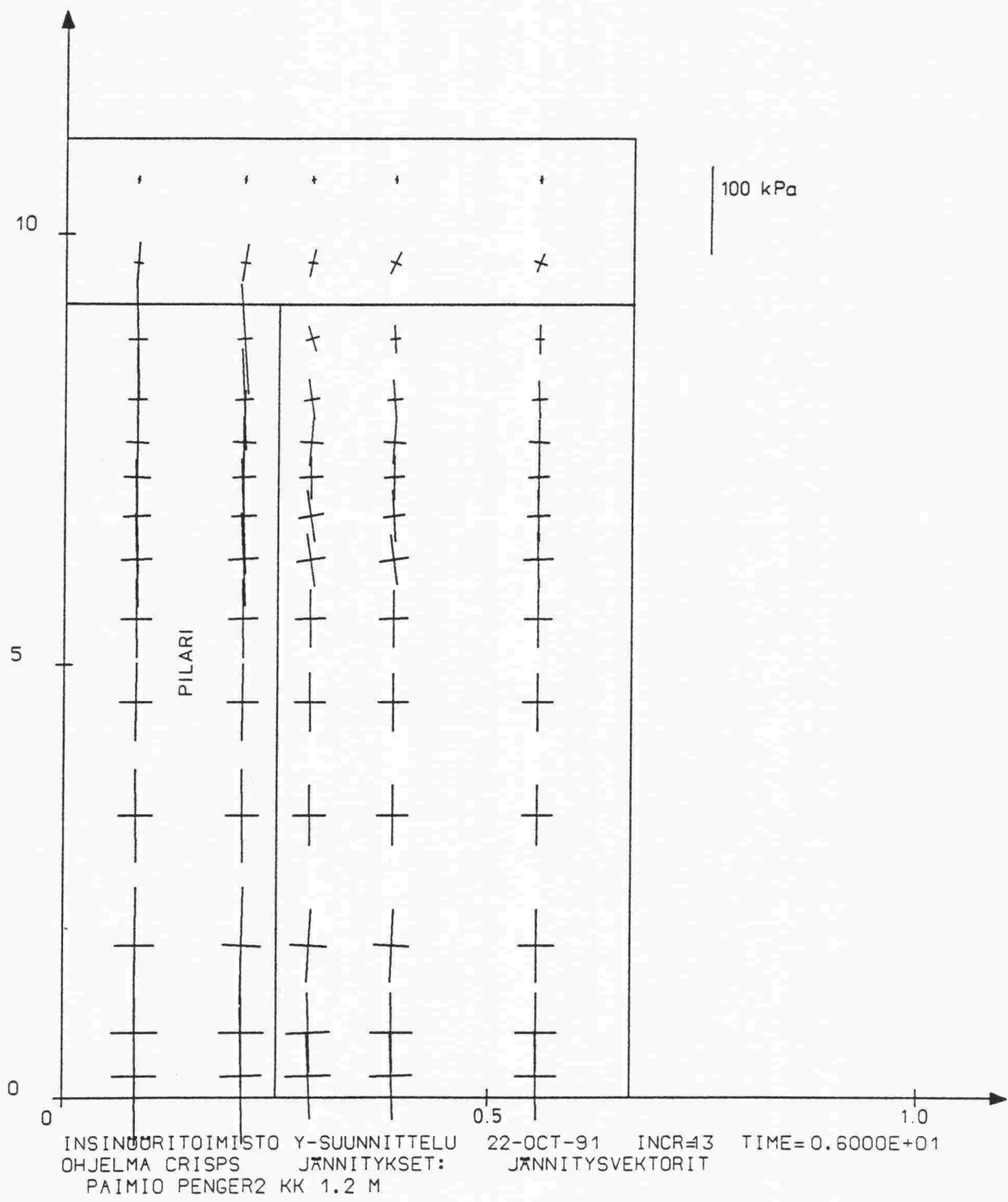
Kuva 4.44: Koepenger 2. Siirtymävektorit $t = 24$ kk.



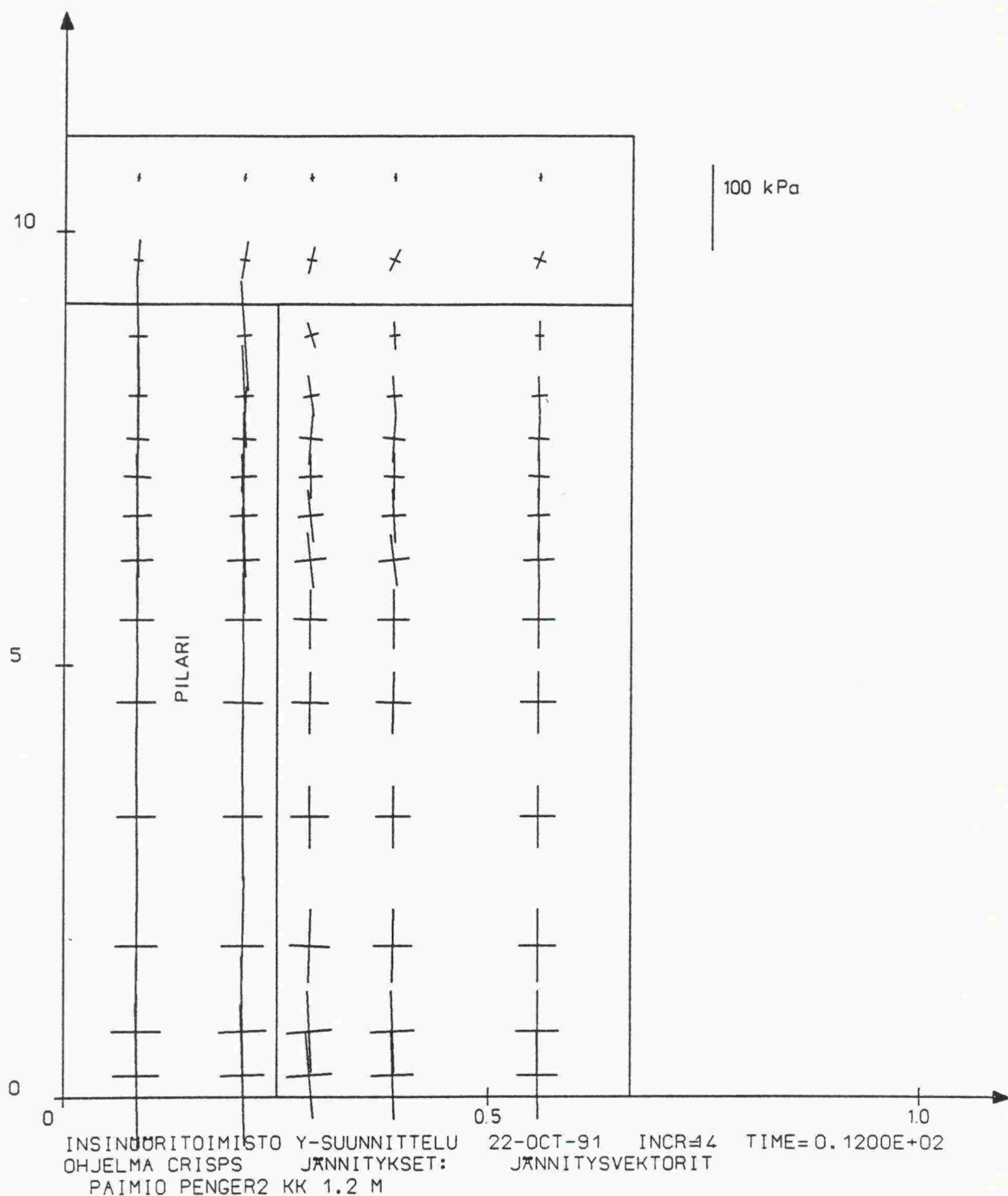
Kuva 4.45: Koepenger 2. Pääjännitysvektorit suljetun tilan lopussa (t = 3d).



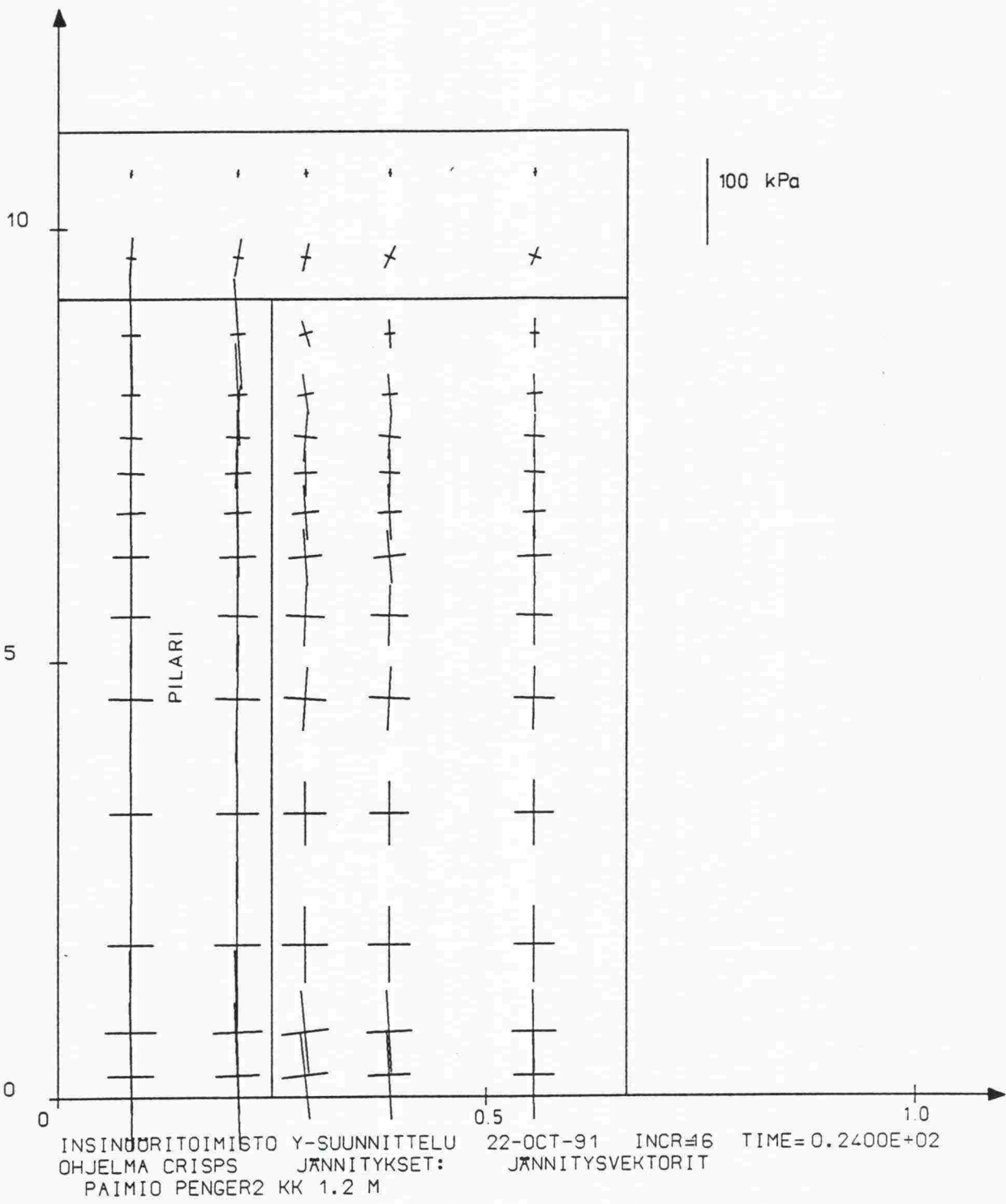
Kuva 4.46: Koepenger 2. Pääjännitysvektorit $t = 3$ kk.



Kuva 4.47: Koepenger 2. Pääjännitysvektorit $t = 6$ kk.

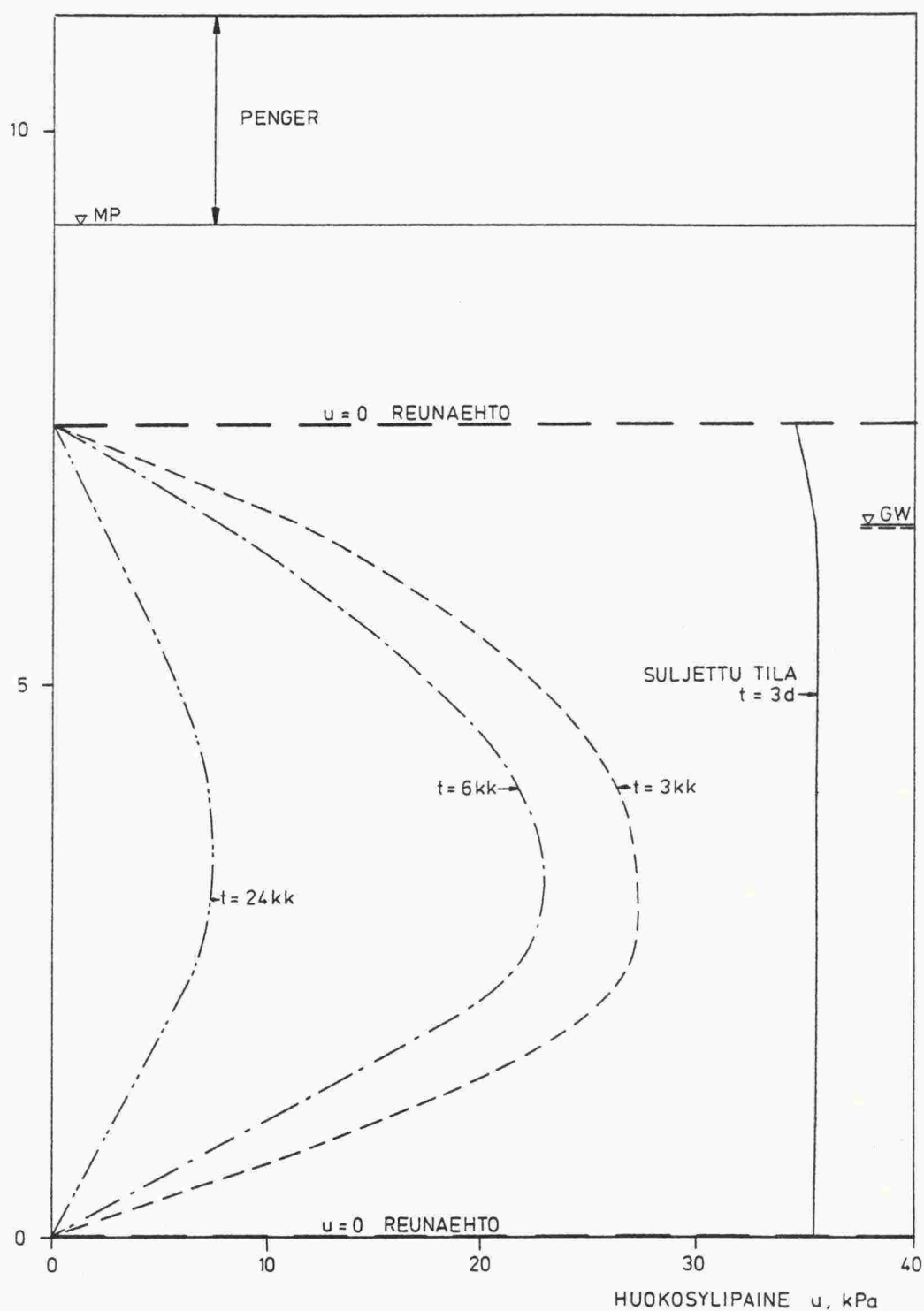


Kuva 4.48: Koepenger 2. Pääjännitysvektorit $t = 12$ kk.



Kuva 4.49: Koepenger 2. Pääjännitysvektorit $t = 24$ kk.

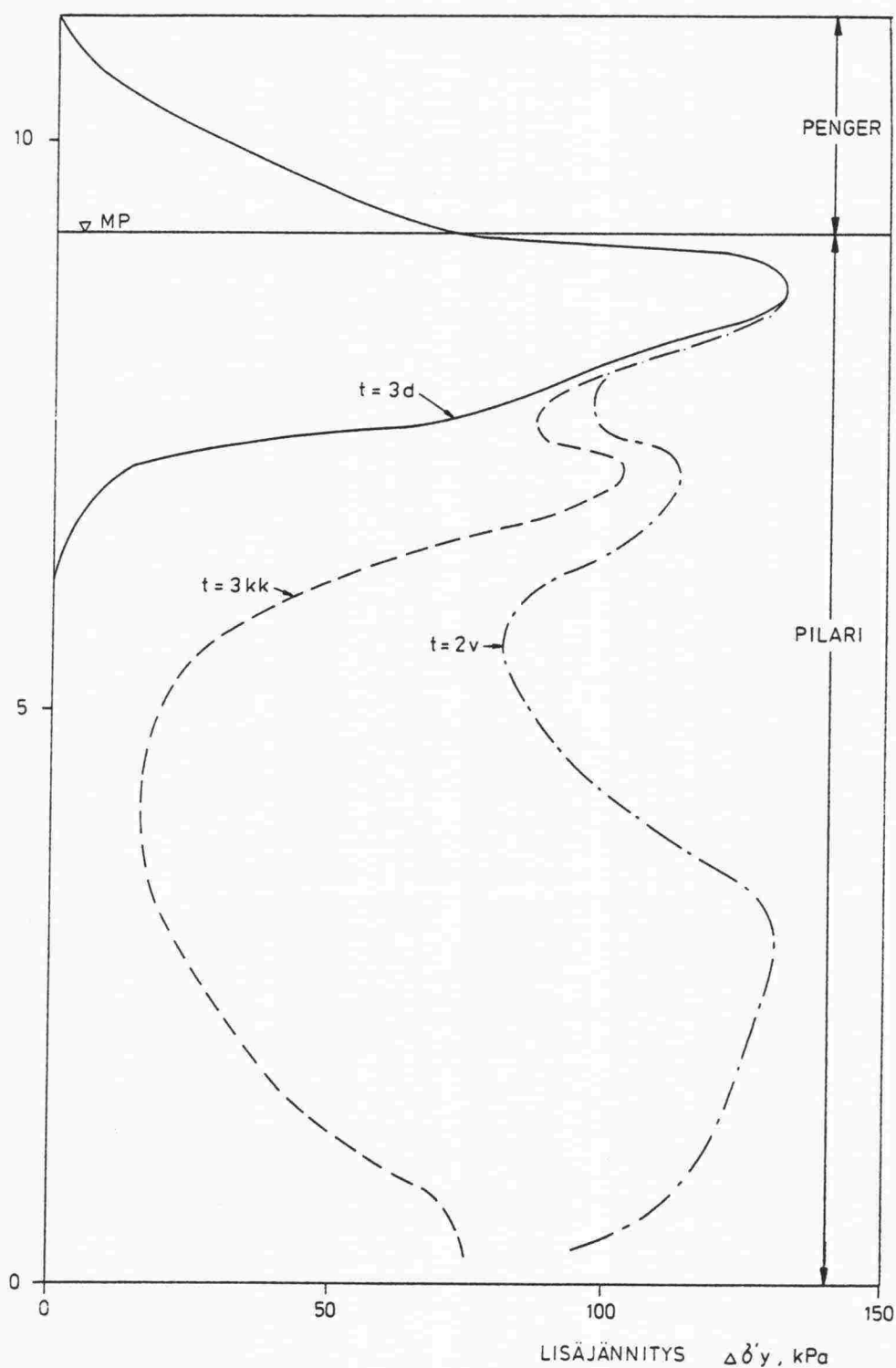
PAIMION KOEPENGER 2
SEMENTTIPILARIT K/K 1.2 M
HUOKOSYLIPAINEN JAKAUMA



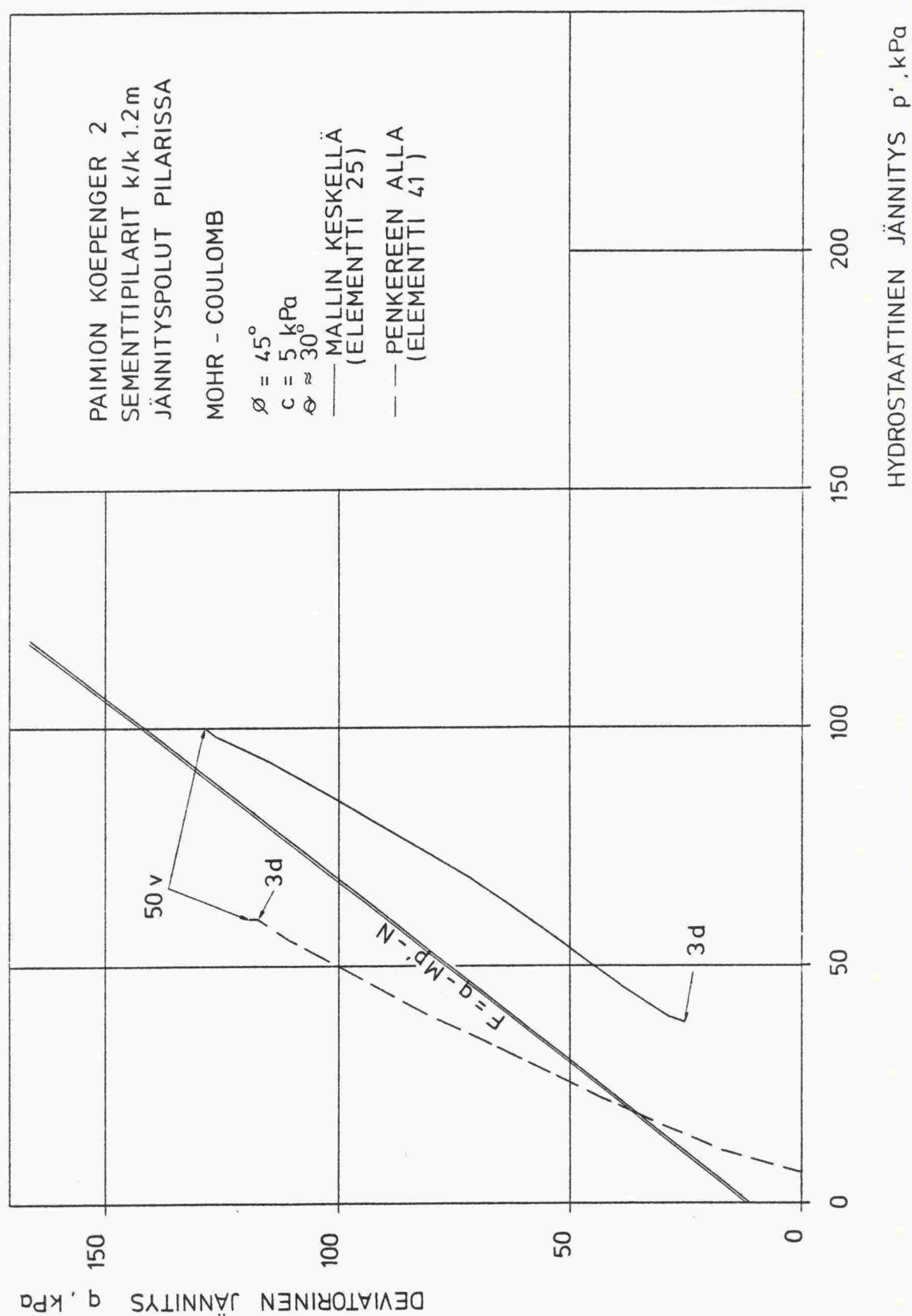
Kuva 4.50: Koepenger 2. Huokosylipaineen jakauma.

PAIMION KOEPENGER 2

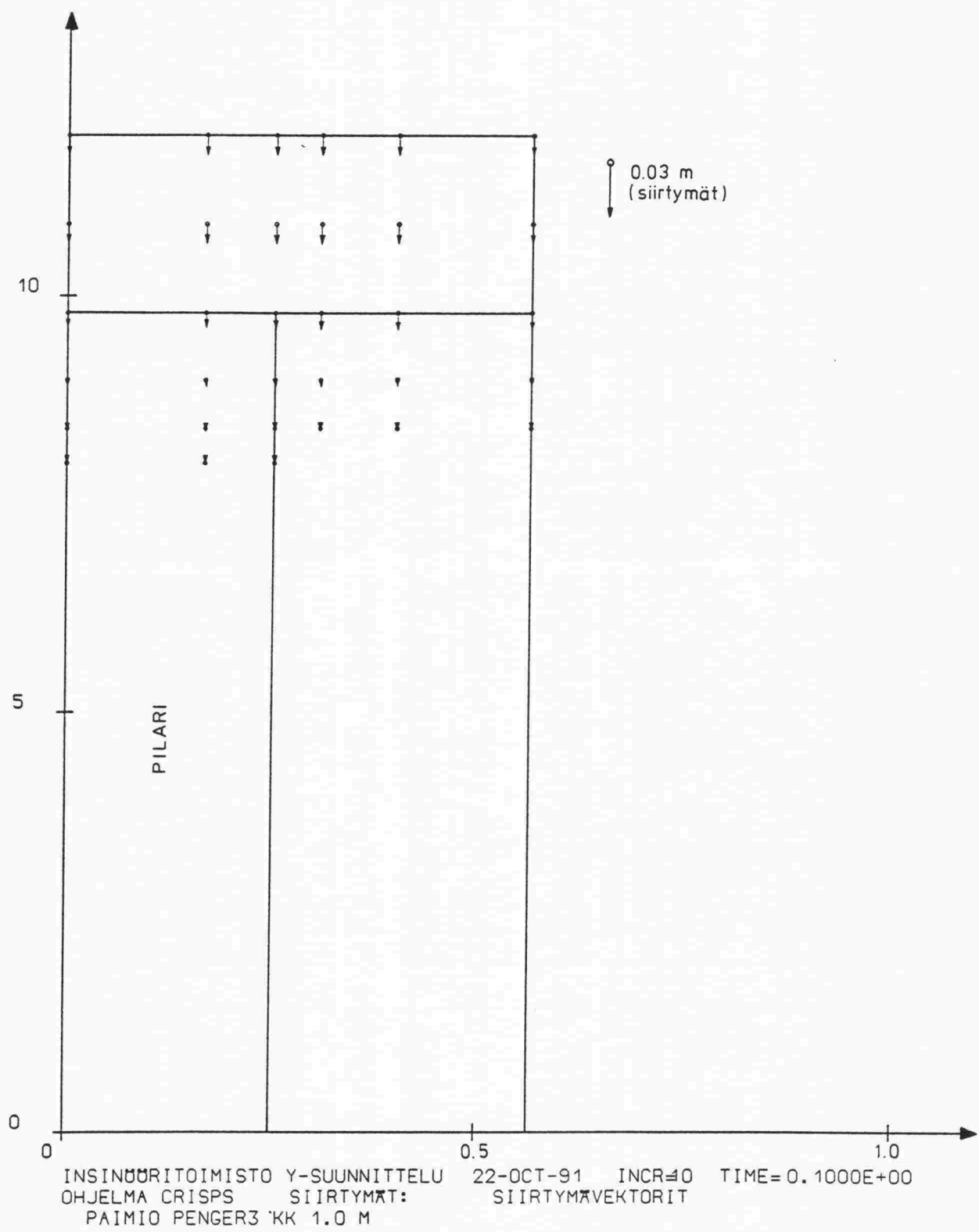
SEMENTTIPILARIT K/K 1.2 M

PENKEREESTÄ AIHEUTUVAN LISÄJÄNNITYKSEN
JAKAUMA PILARIN KOHDALLA

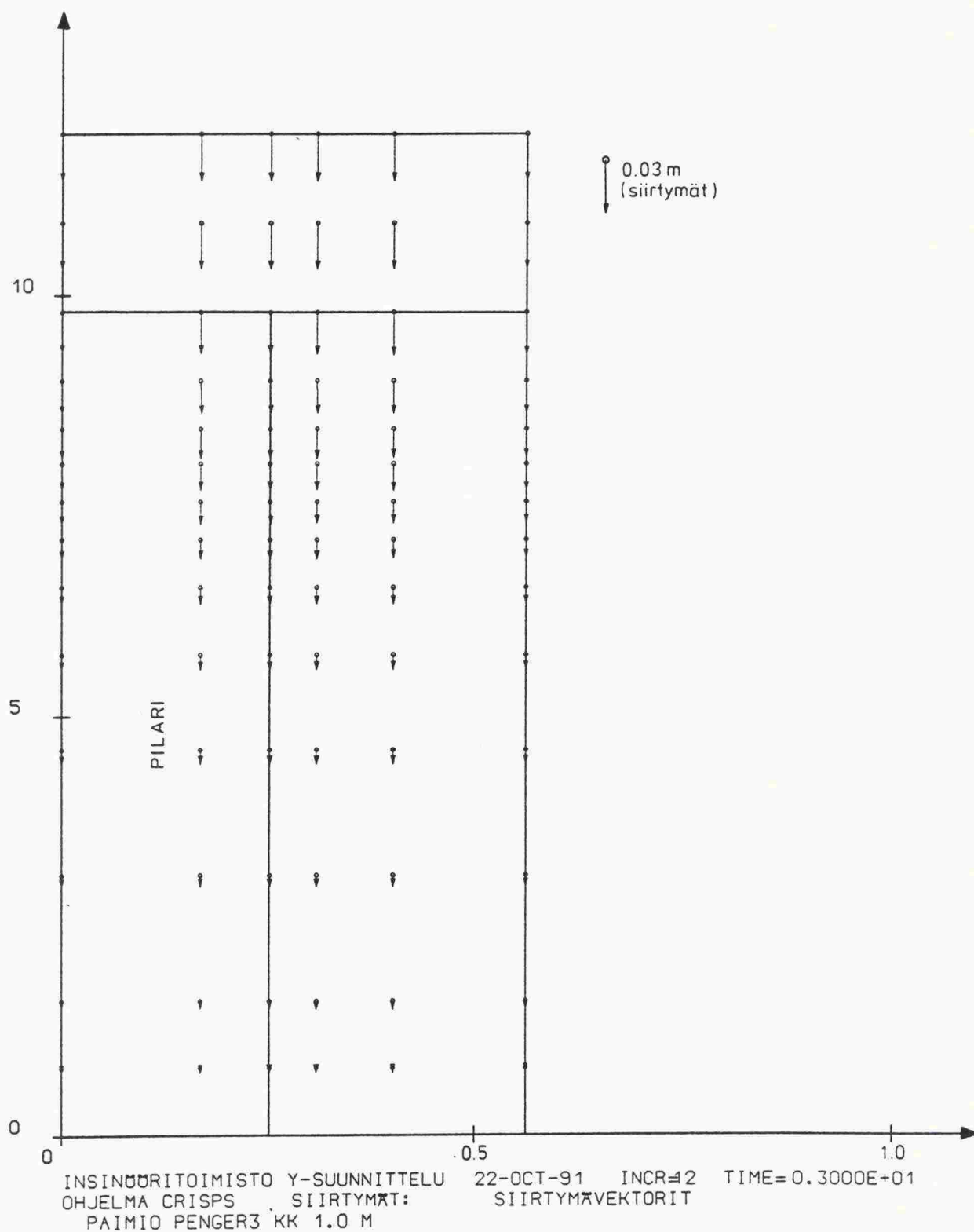
Kuva 4.51: Koepenger 2. Pengerkuormasta aiheutuvan lisäjännityksen jakauma pilarin keskellä.



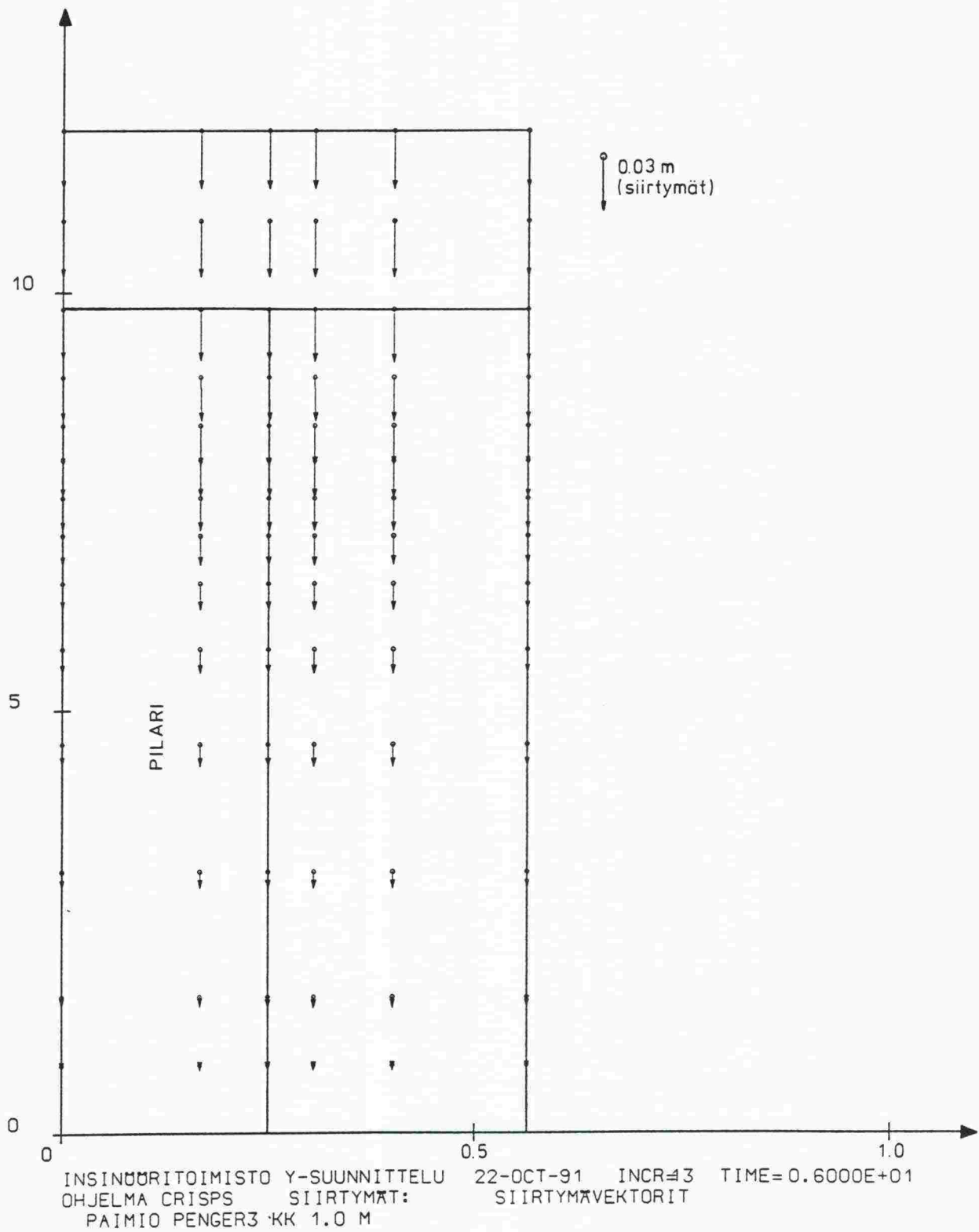
Kuva 4.52: Koepenger 2. Jännityspolut pilarissa.



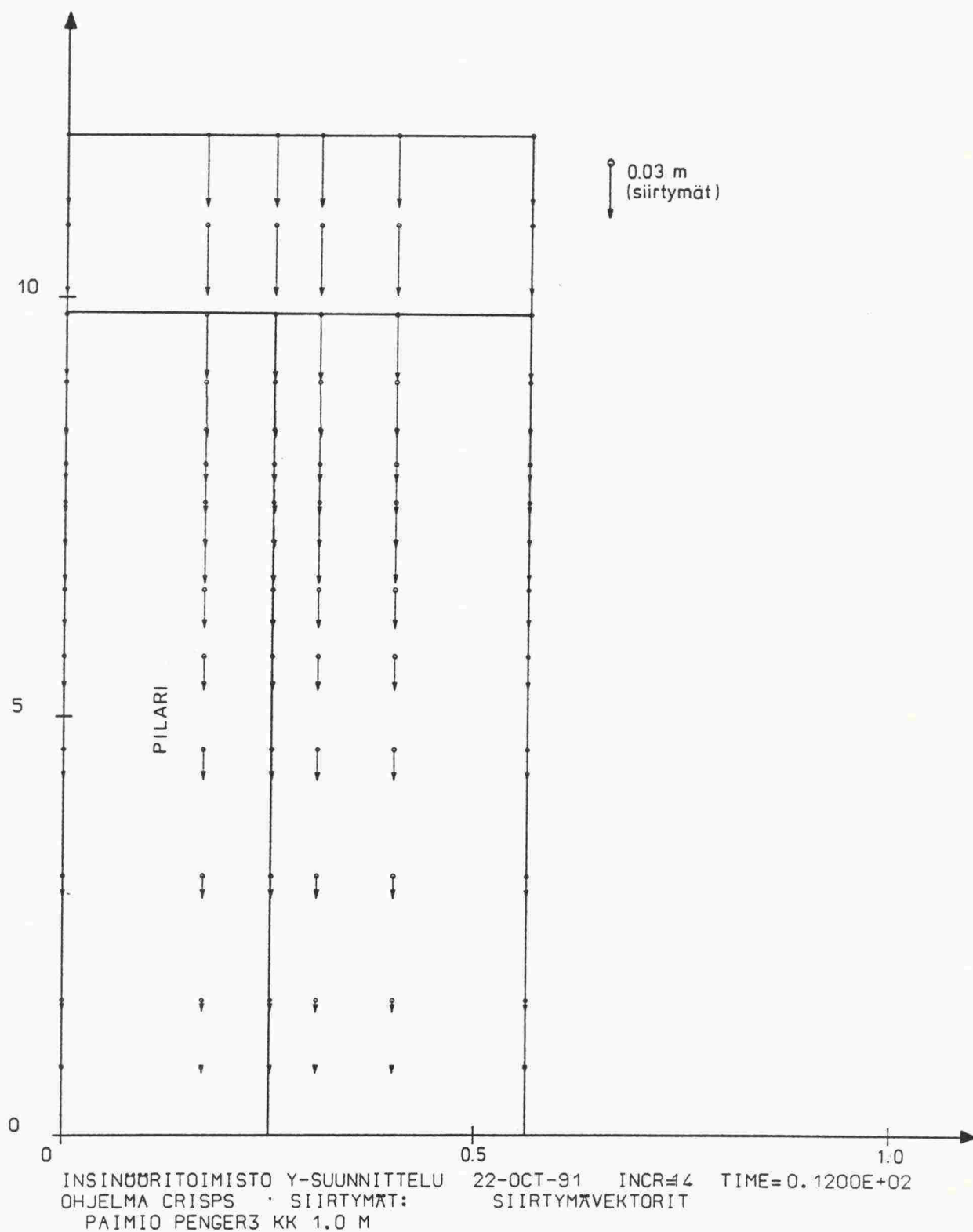
Kuva 4.53: Koepenger 3. Siirtymävektorit suljetun tilan lopussa (t = 3d).



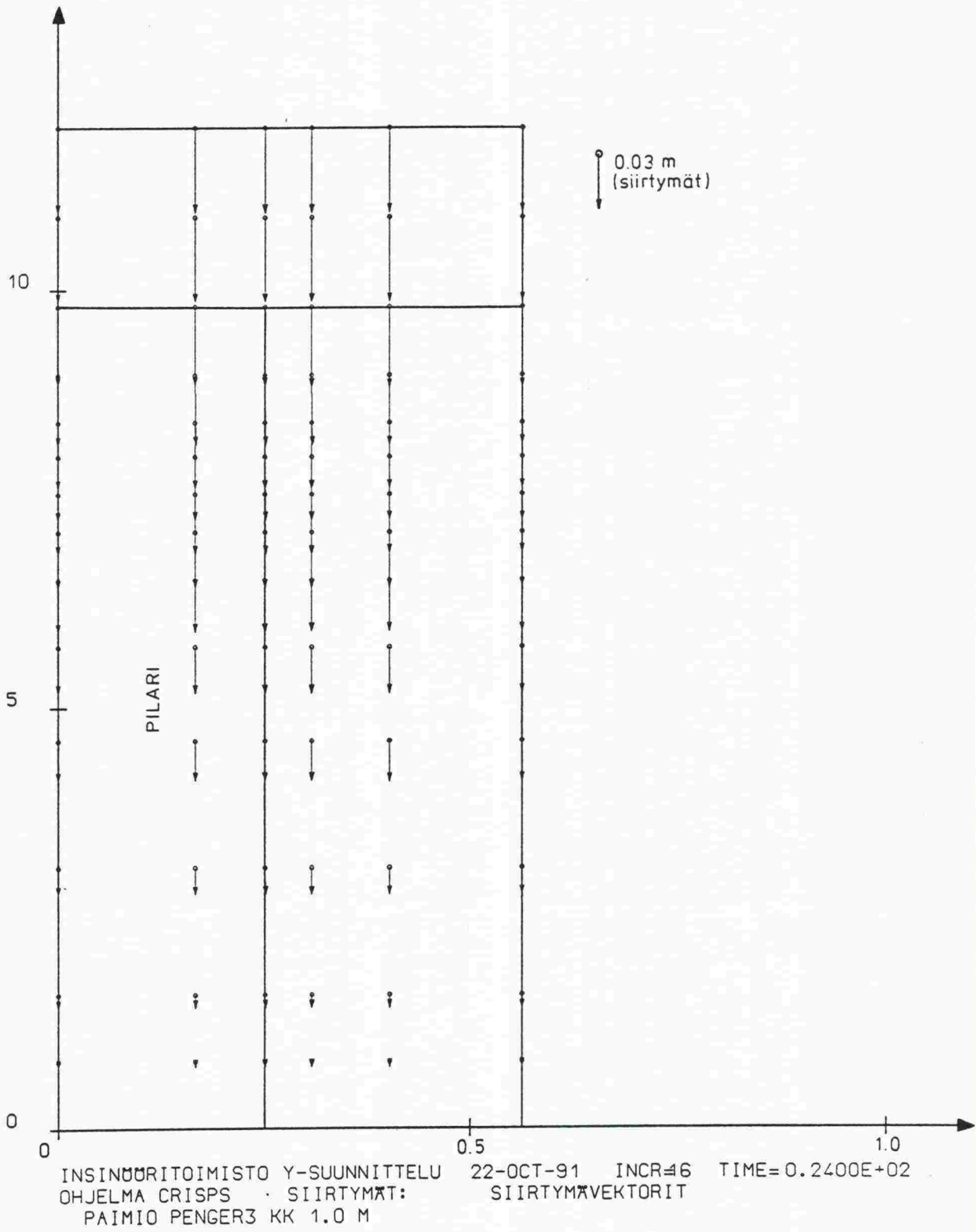
Kuva 4.54: Koepenger 3. Siirtymävektorit $t = 3$ kk.



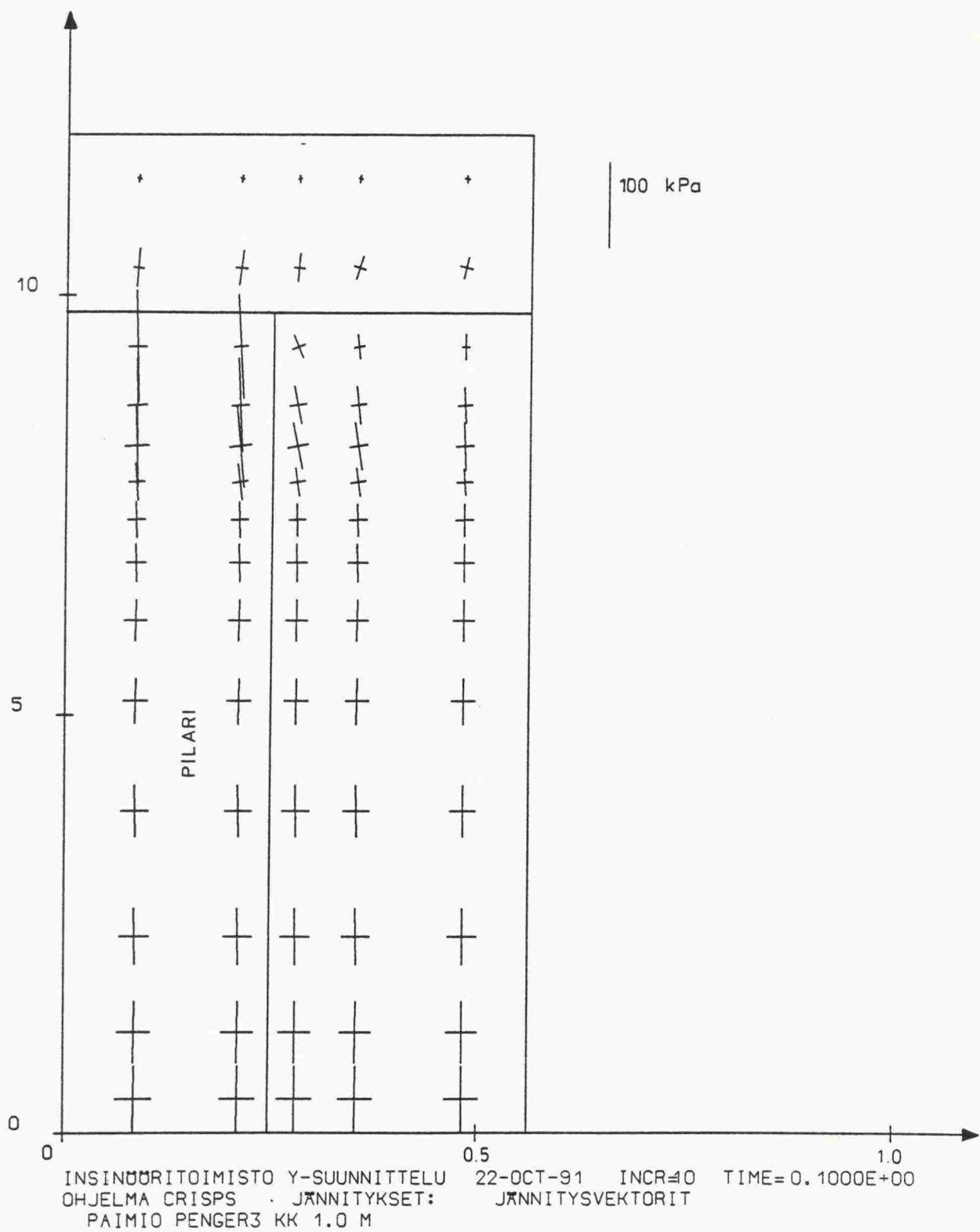
Kuva 4.55: Koepenger 3. Siirtymävektorit $t = 6$ kk.



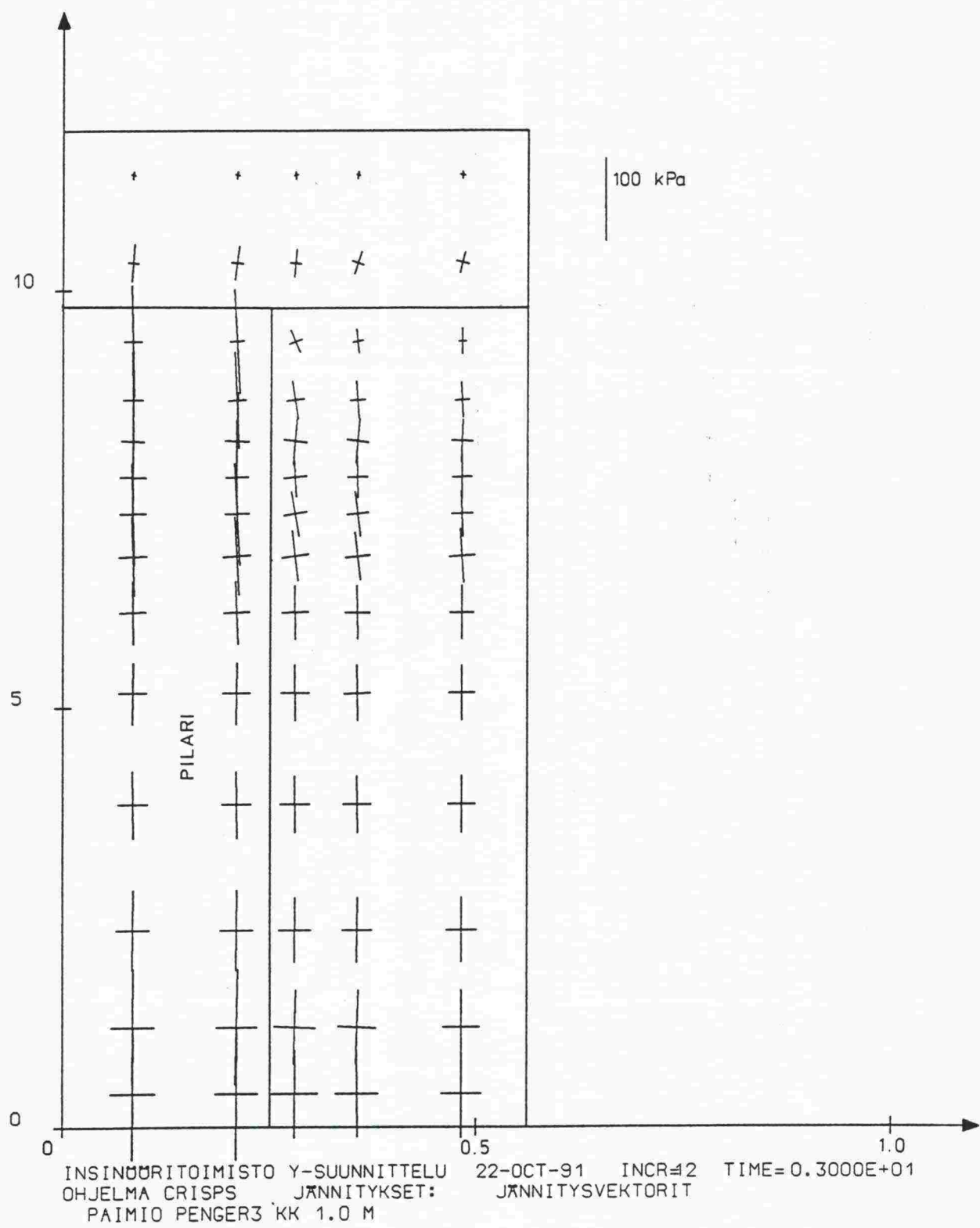
Kuva 4.56: Koepenger 3. Siirtymävektorit $t = 12$ kk.



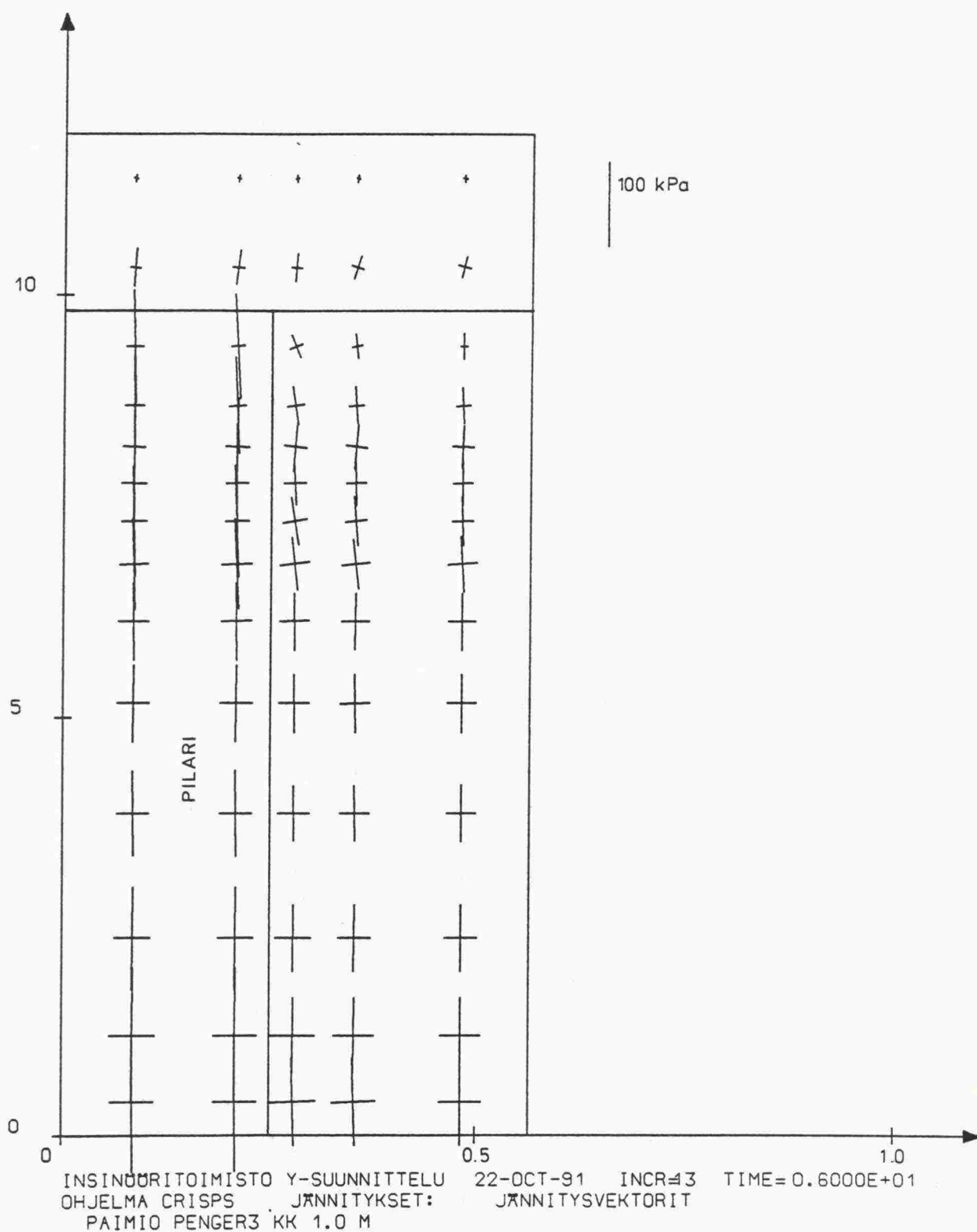
Kuva 4.57: Koepenger 3. Siirtymävektorit $t = 24$ kk.



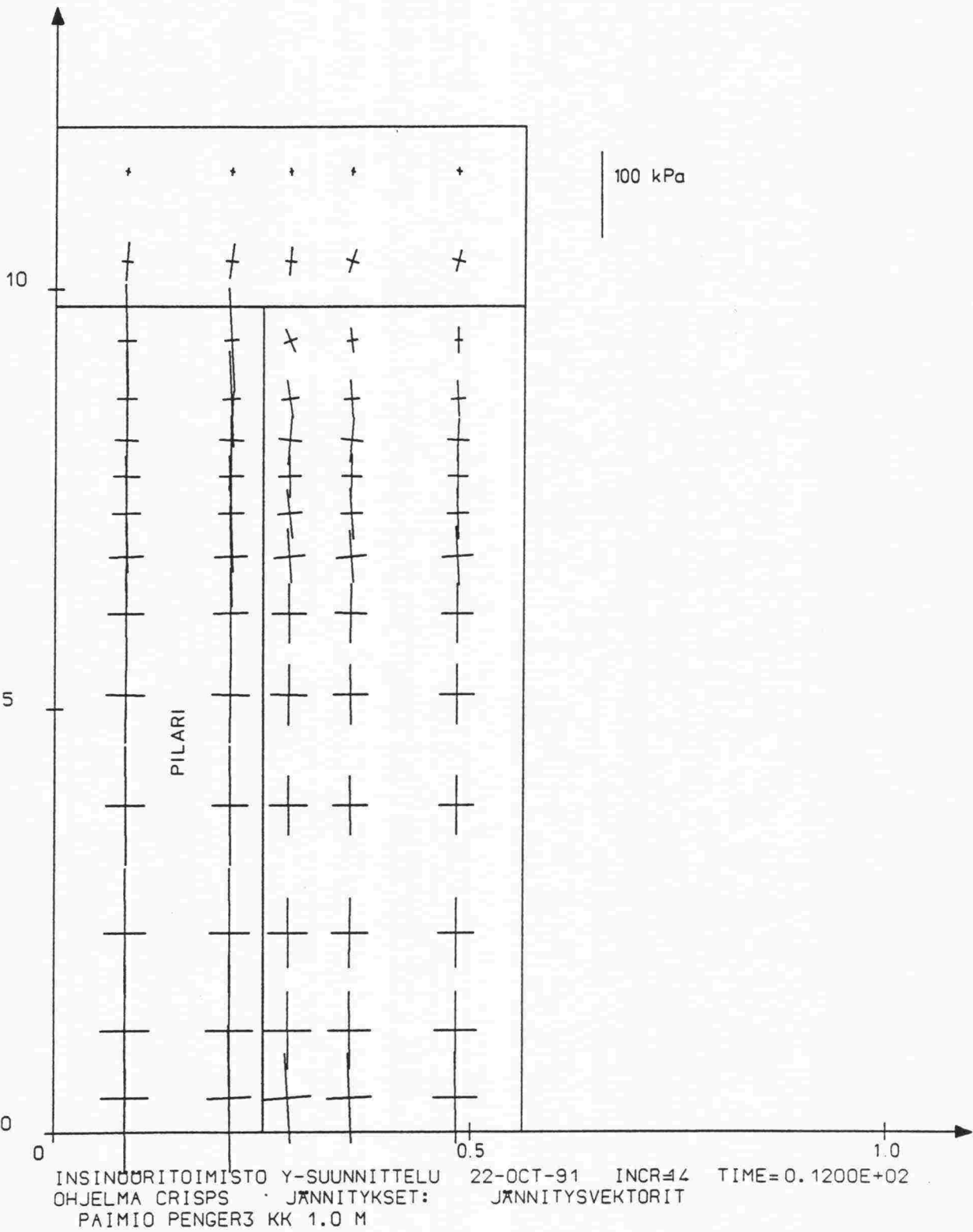
Kuva 4.58: Koepenger 3. Pääjännitysvektorit suljetun tilan lopussa (t = 3d).



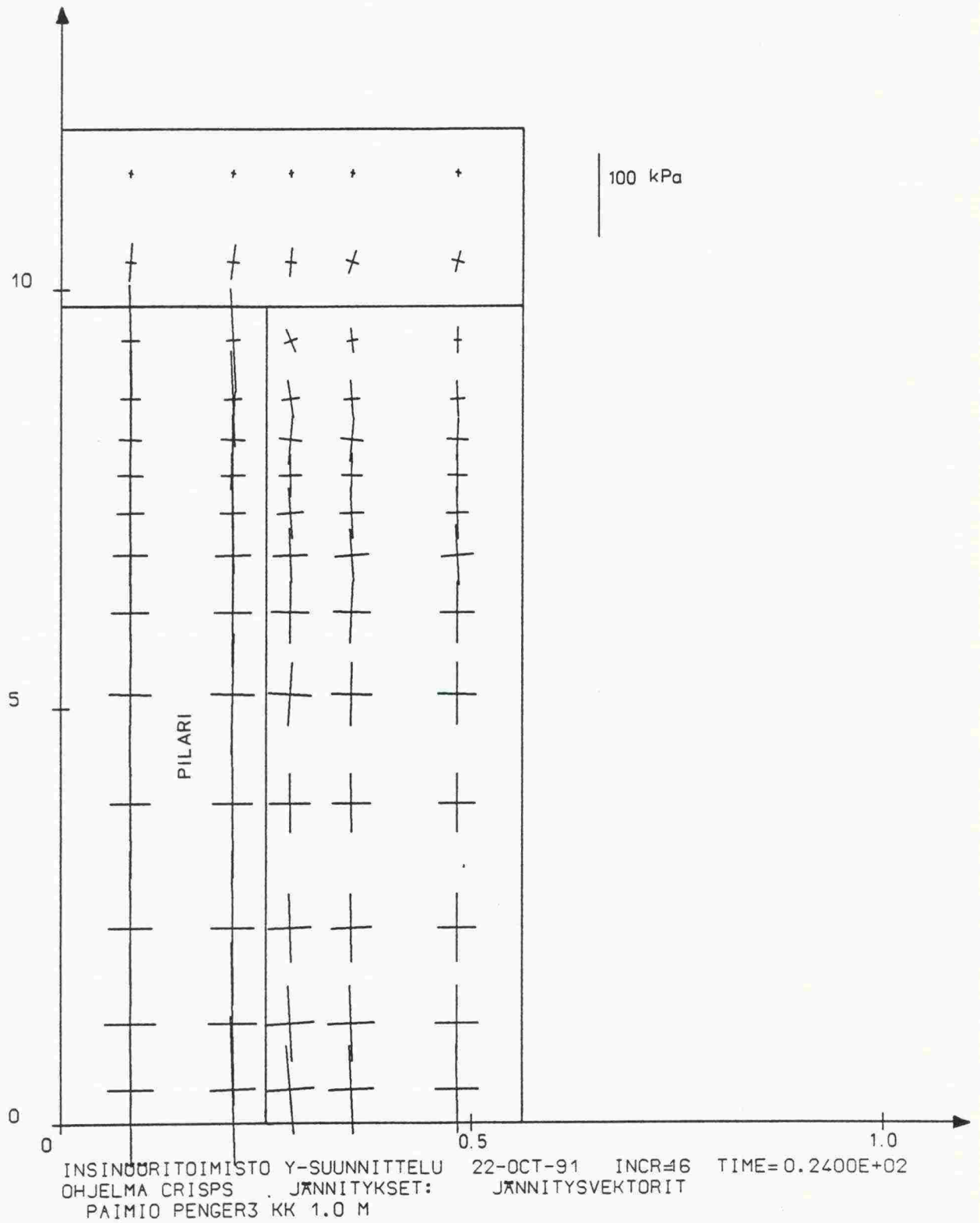
Kuva 4.59: Koepenger 3. Pääjännitysvektorit $t = 3$ kk.



Kuva 4.60: Koepenger 3. Pääjännitysvektorit $t = 6$ kk.

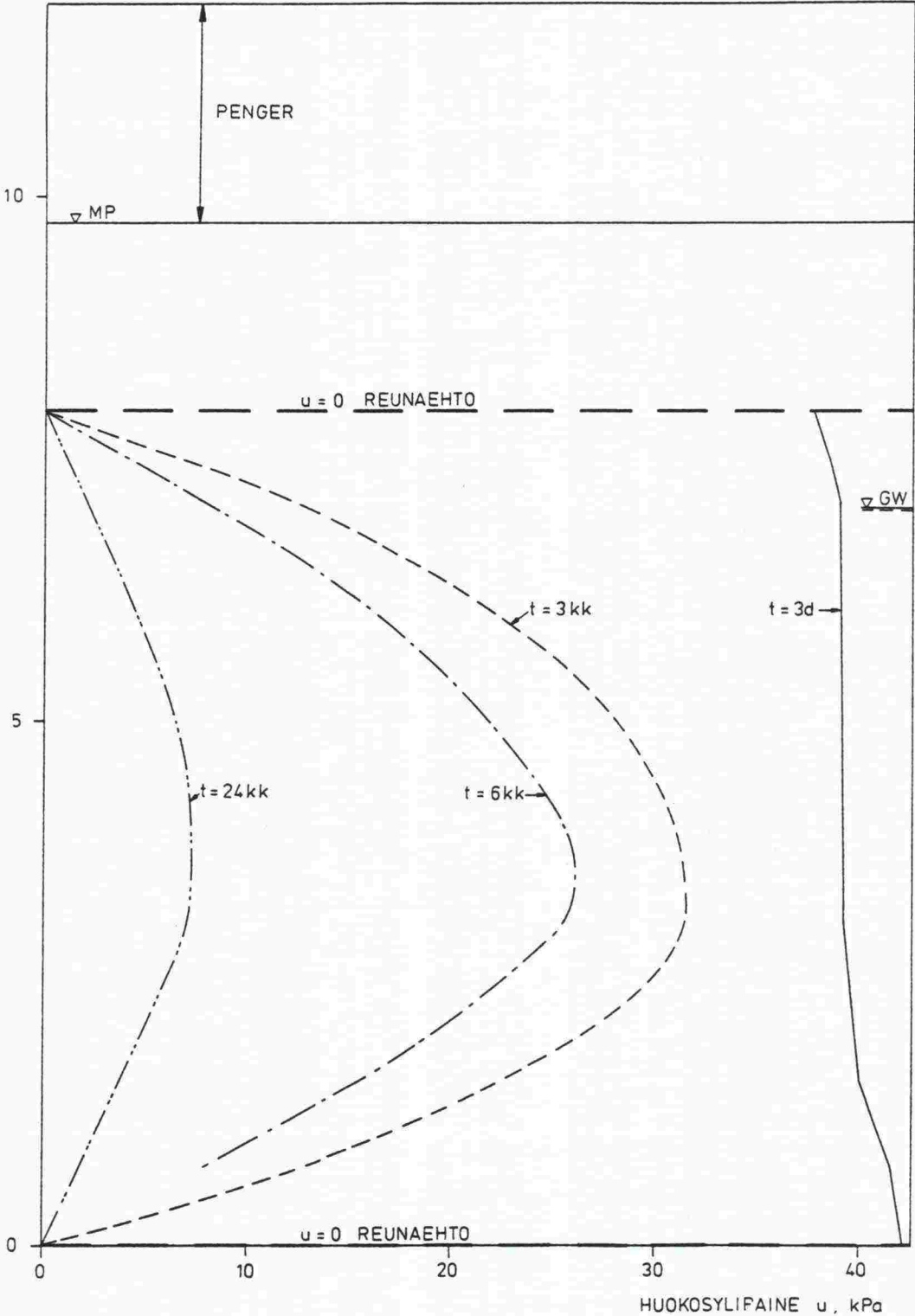


Kuva 4.61: Koepenger 3. Pääjännitysvektorit $t = 12$ kk.



Kuva 4.62: Koepenger 3. Pääjännitysvektorit $t = 24$ kk.

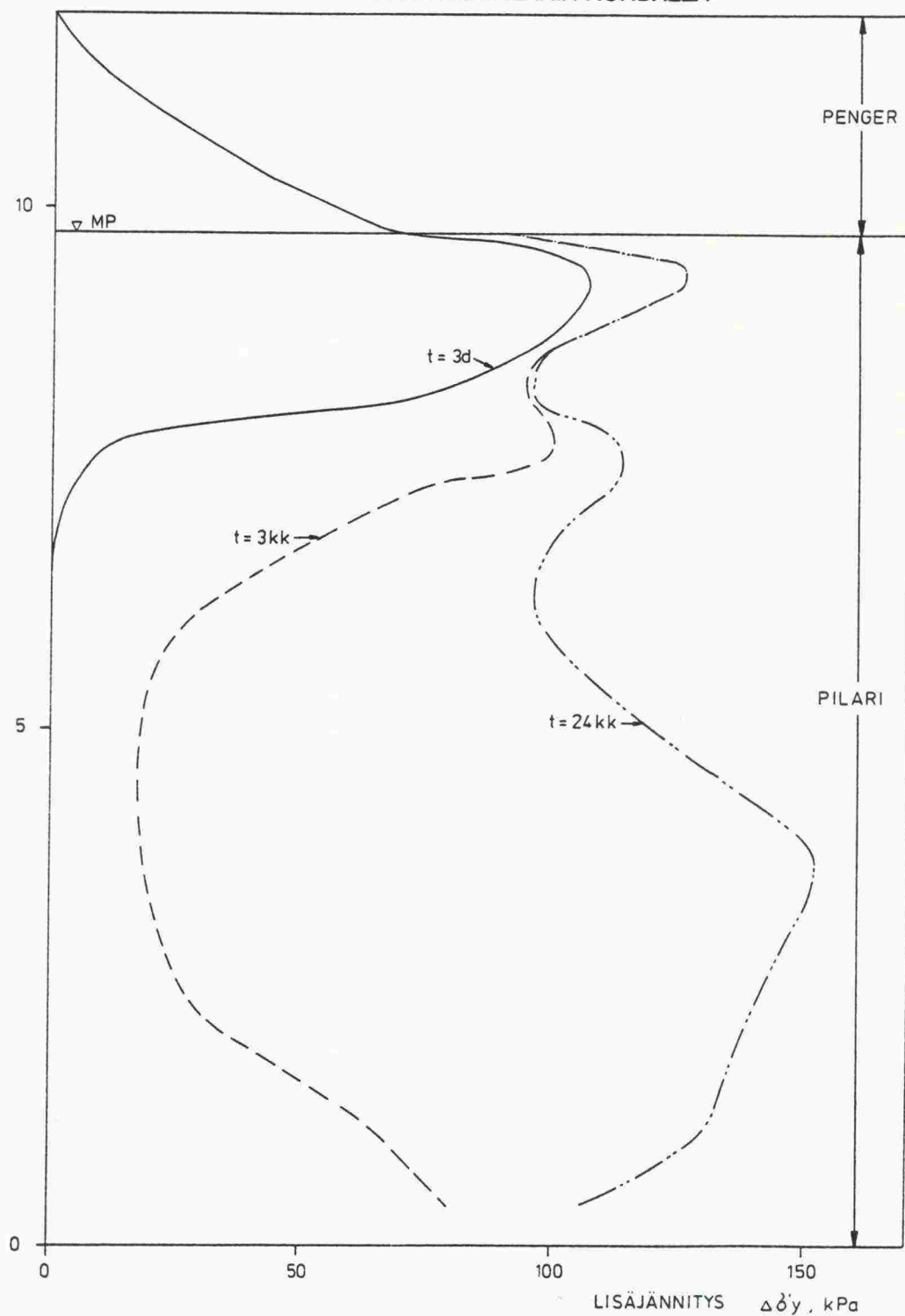
PAIMION KOEPENGER 3
SEMENTTIPILARIT K/K 1.0 M
HUOKOSYLIPAINEN JAKAUMA



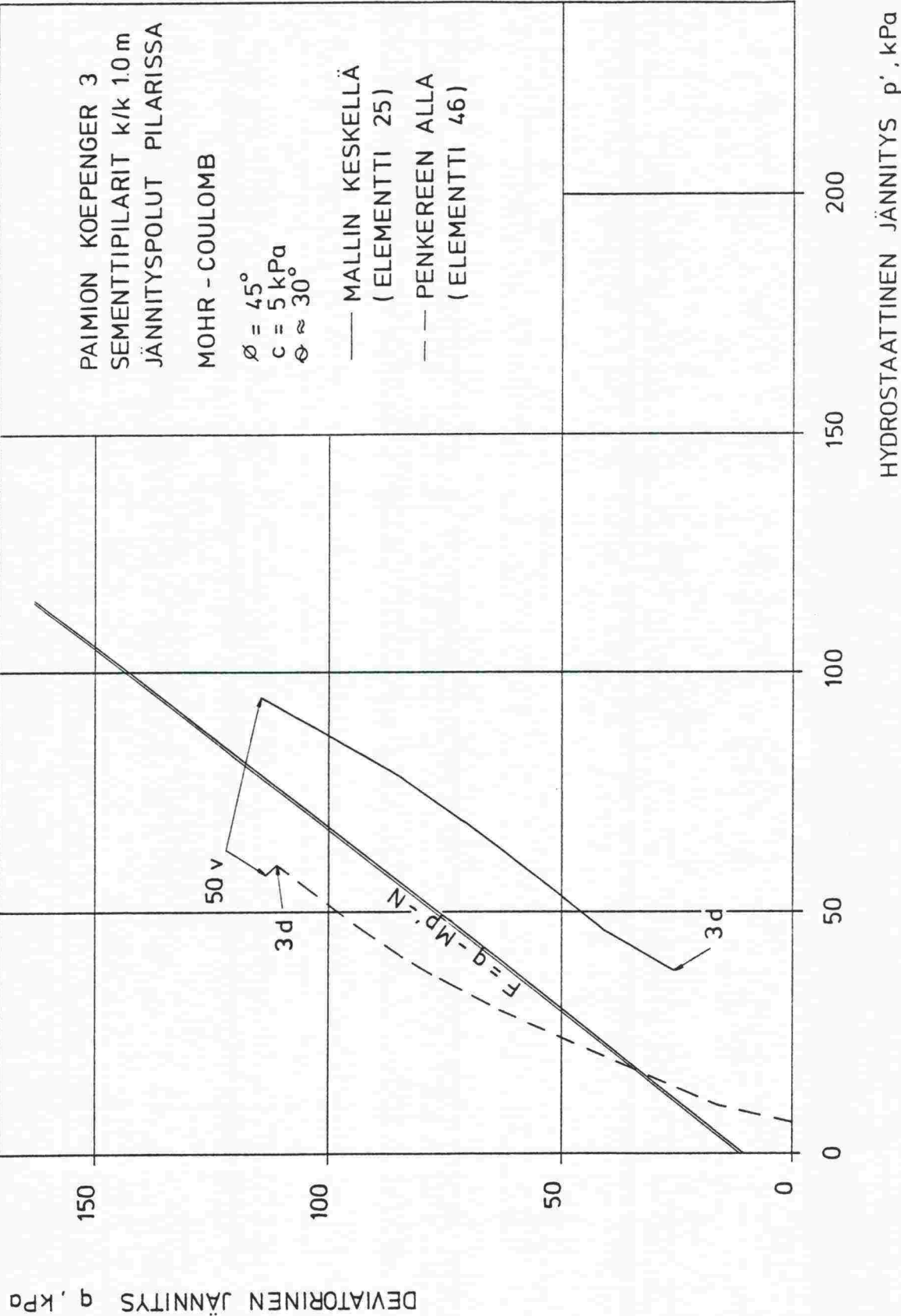
Kuva 4.63: Koepenger 3. Huokosylipaineen jakauma.

PAIMION KOEPENGER 3
SEMENTTIPILARIT K/K 1.0 M

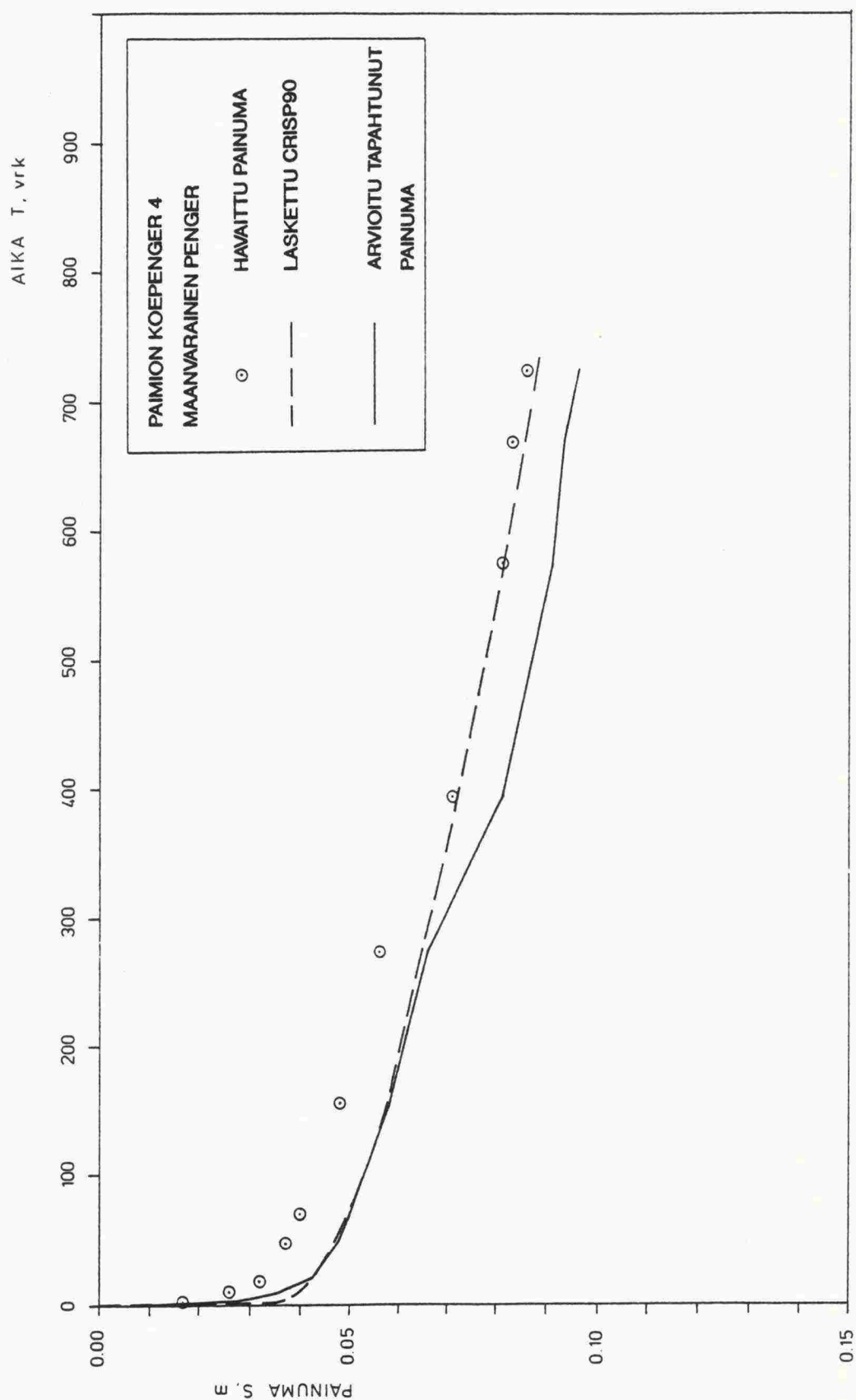
PENKEREESTÄ AIHEUTUVAN LISÄJÄNNITYKSEN
JAKAUMA PILARIN KOHDALLA



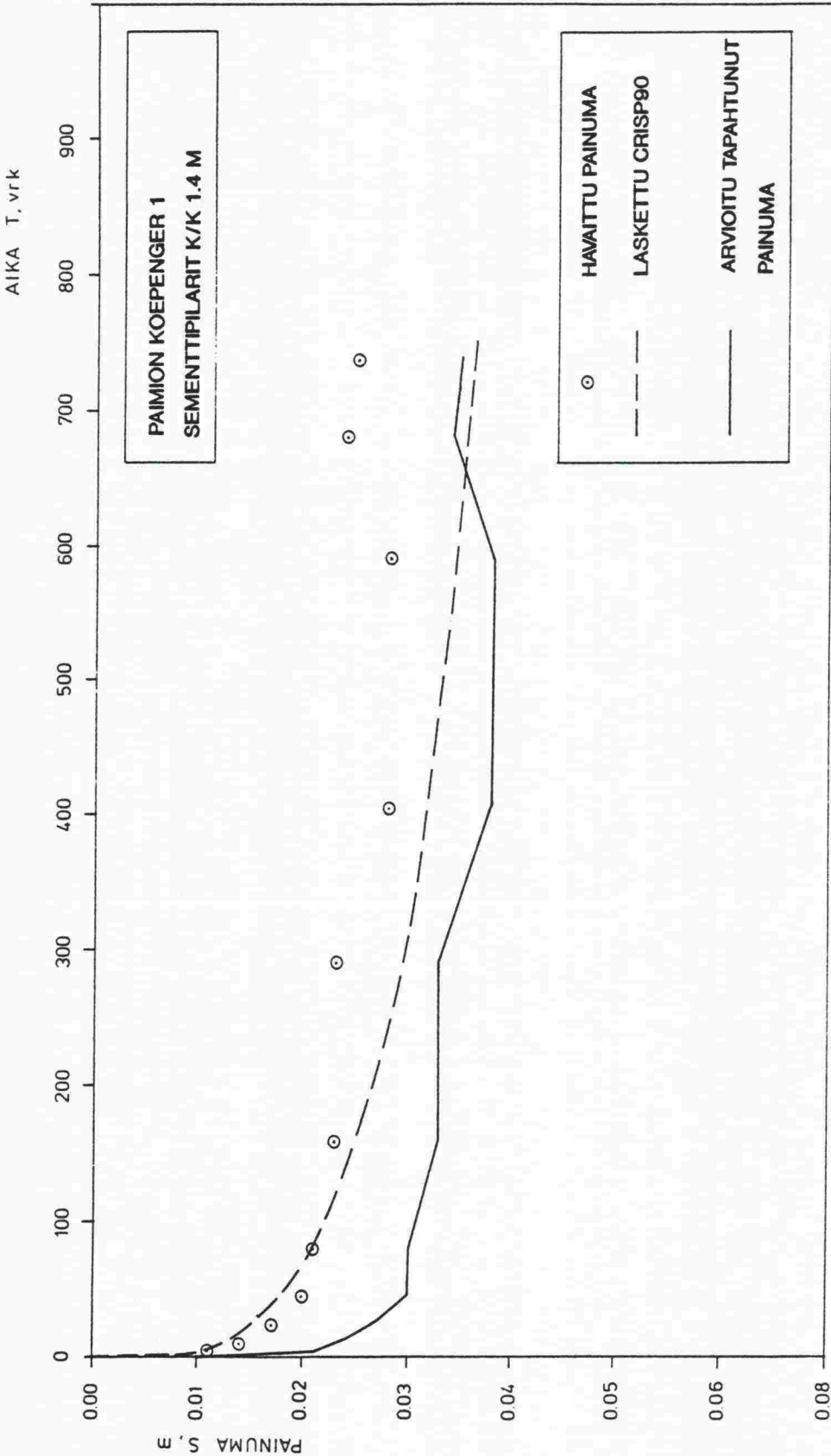
Kuva 4.64: Koepenger 3. Pengerkuormasta aiheutuvan lisäjännityksen jakauma pilarin keskellä.



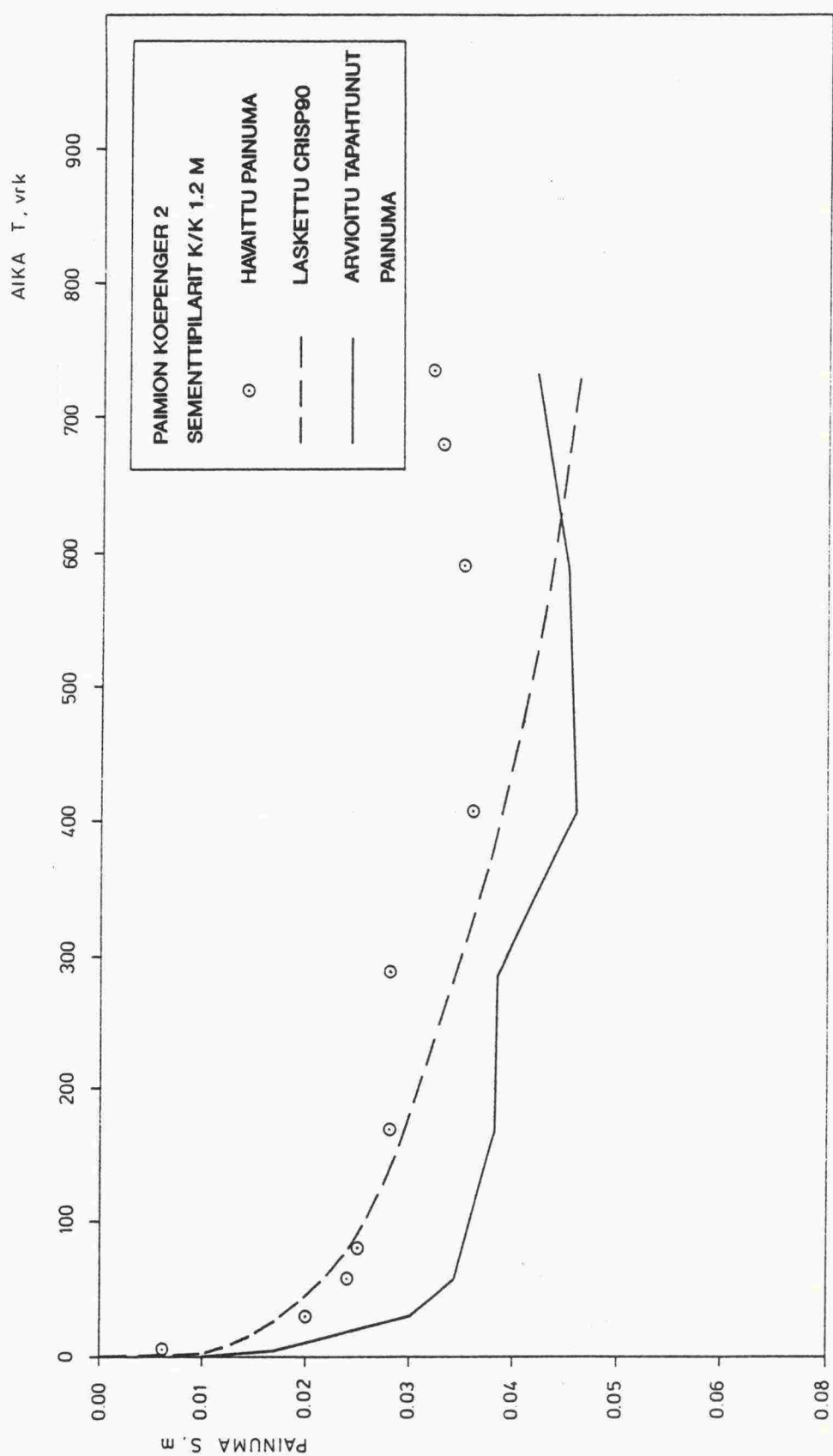
Kuva 4.65: Koepenger 3. Jännityspolut pilarissa.



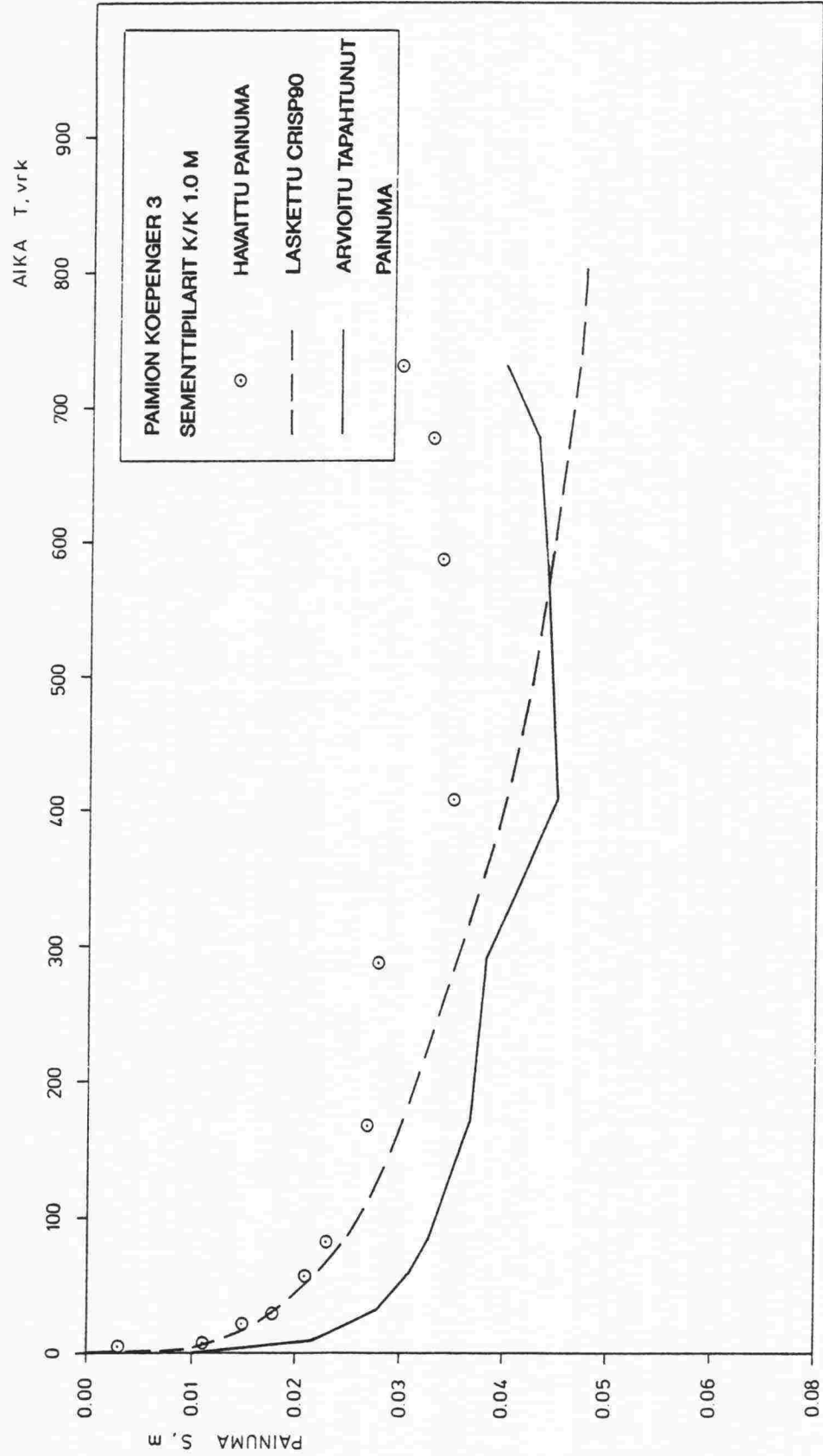
Kuva 4.66: Maanvarainen koepenger. Havaitut ja lasketut painumat



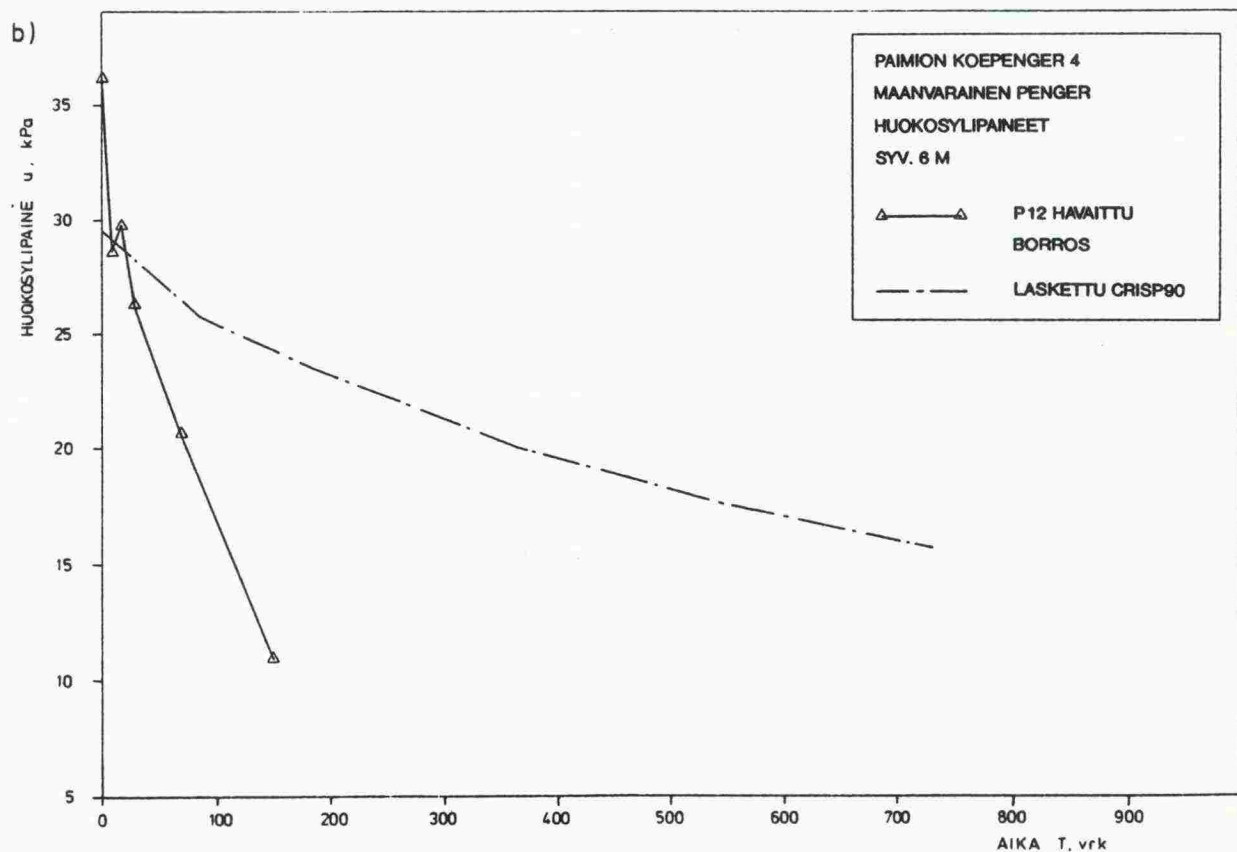
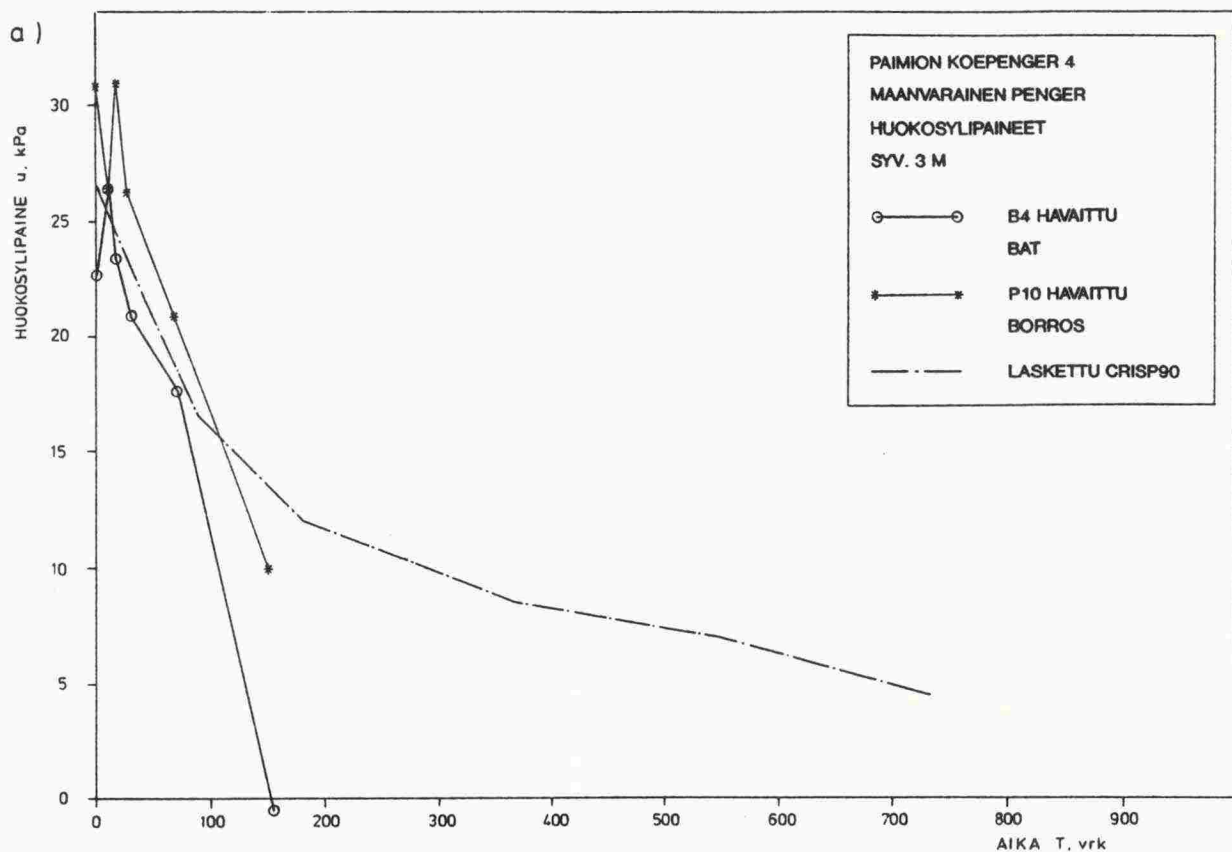
Kuva 4.67: Koepenger 1. Havaitut ja lasketut painumat.



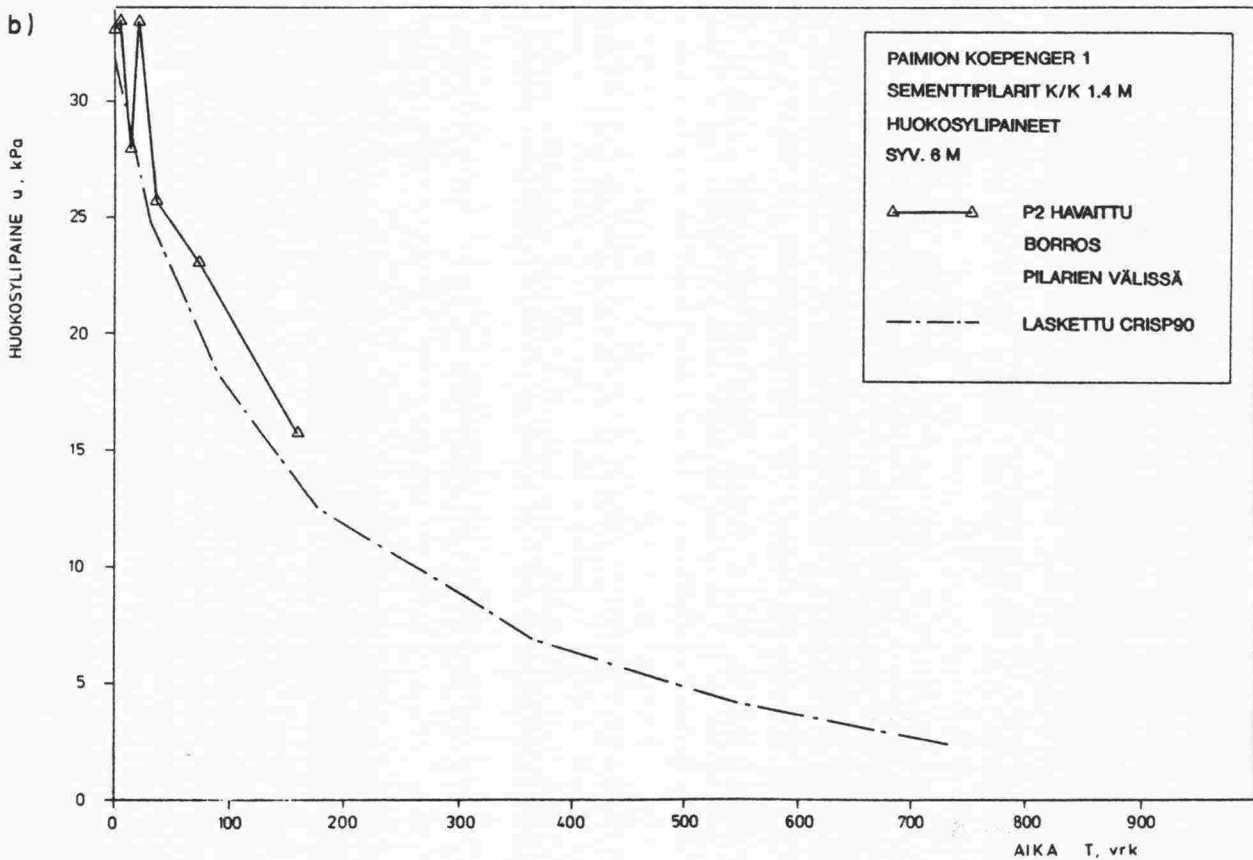
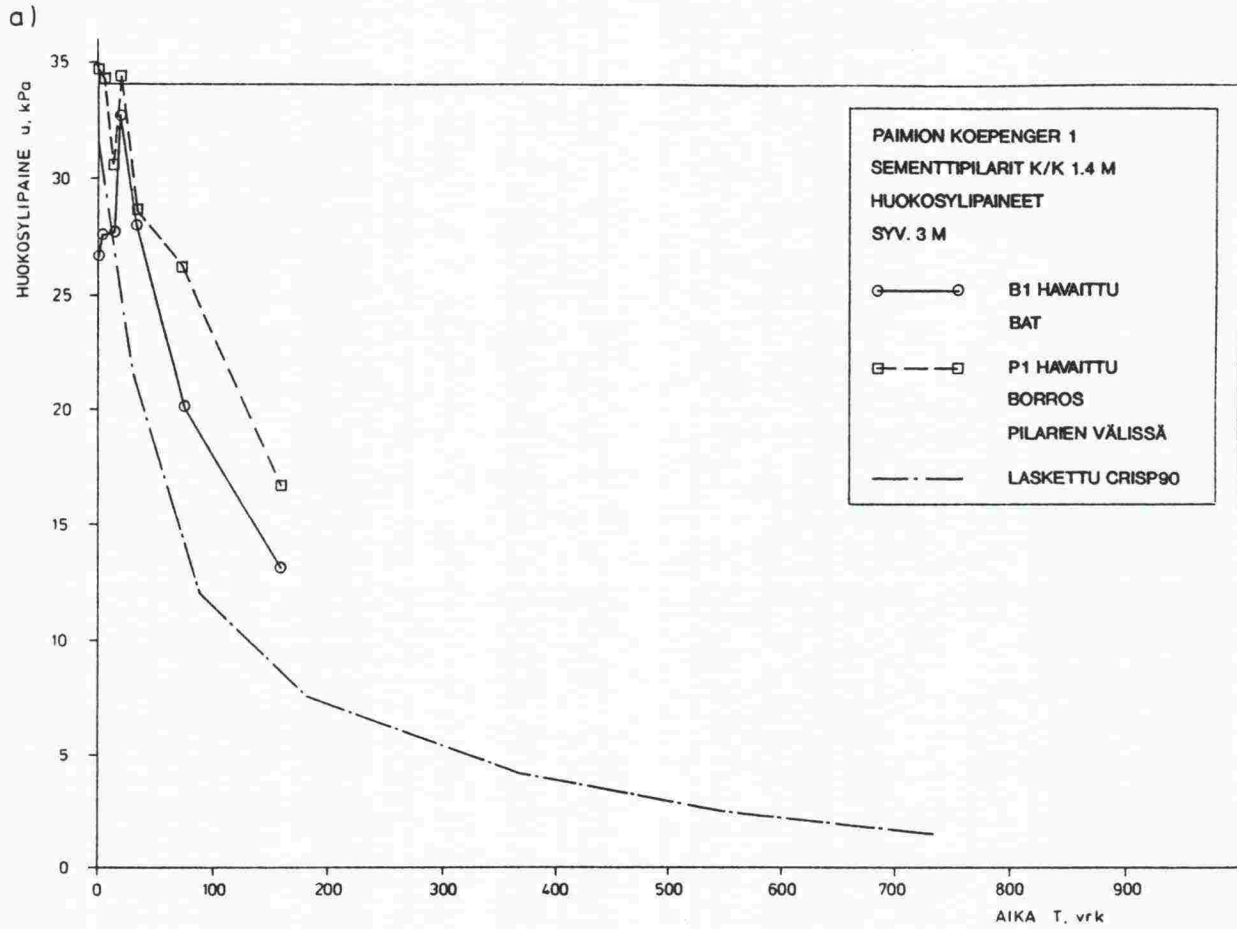
Kuva 4.68: Koepenger 2. Havaitut ja lasketut painumat



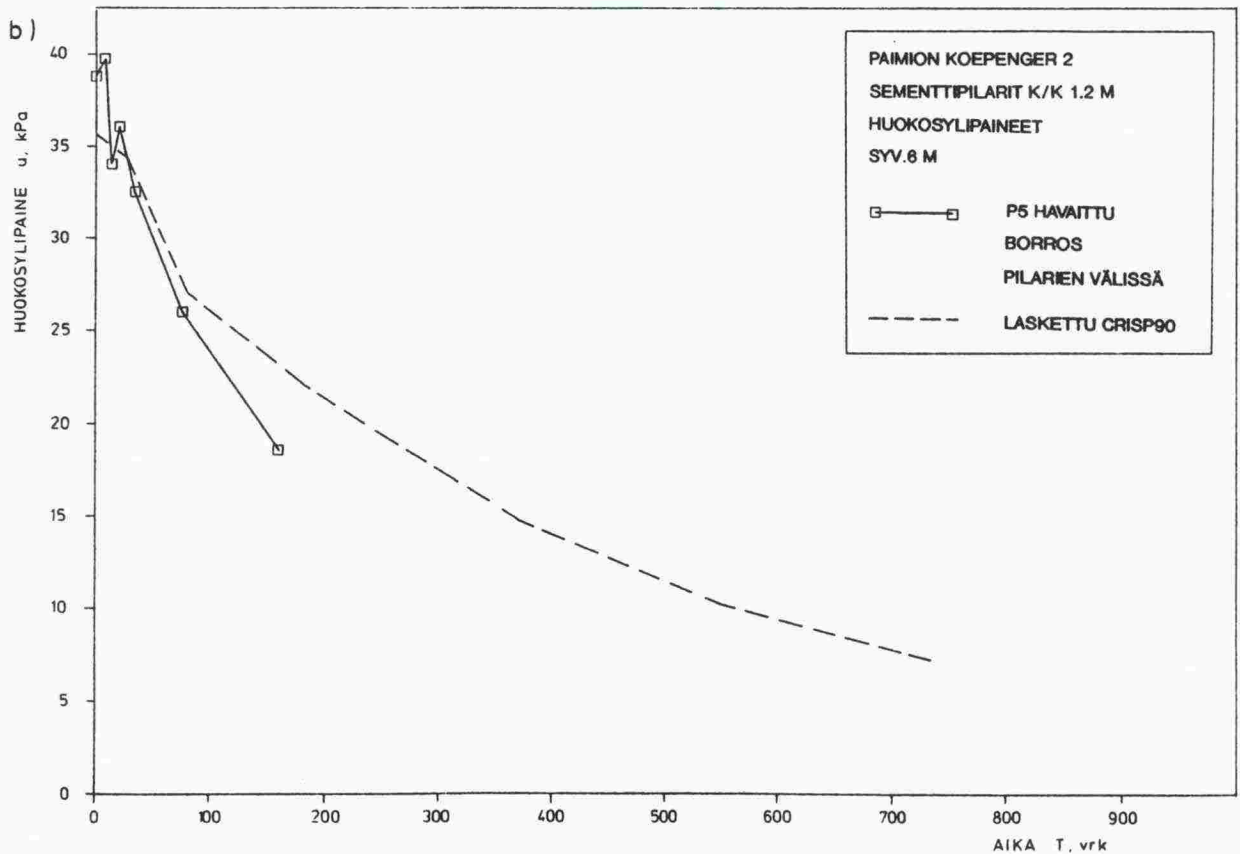
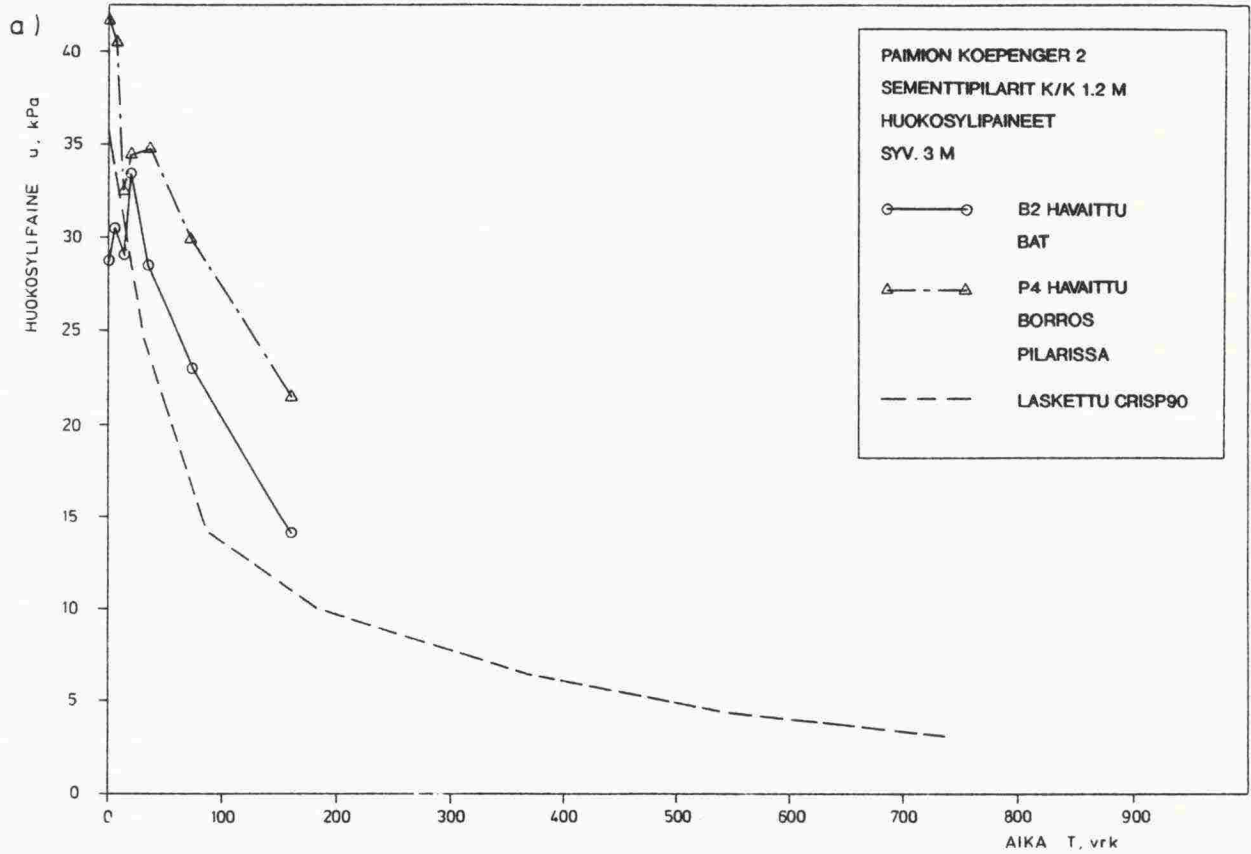
Kuva 4.69: Koepenger 3. Havaitut ja lasketut painumat.



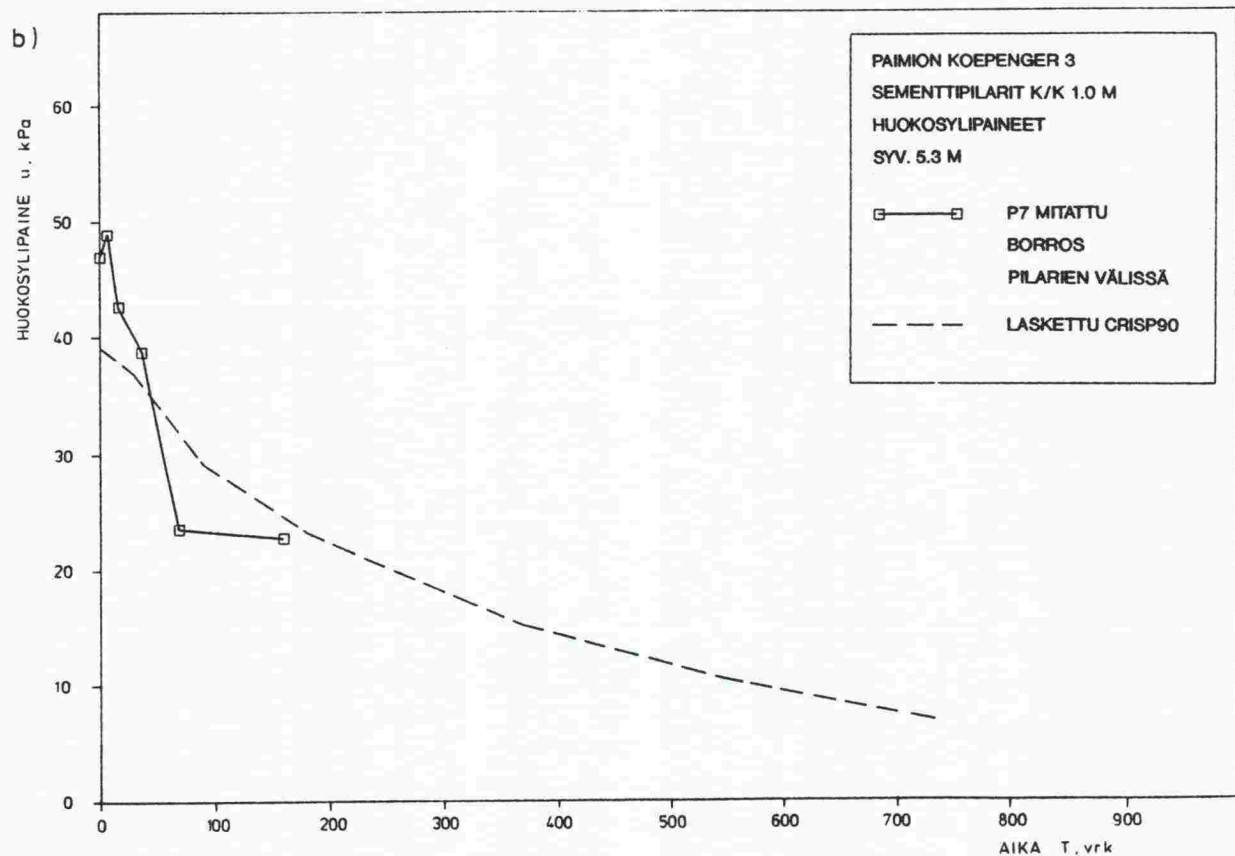
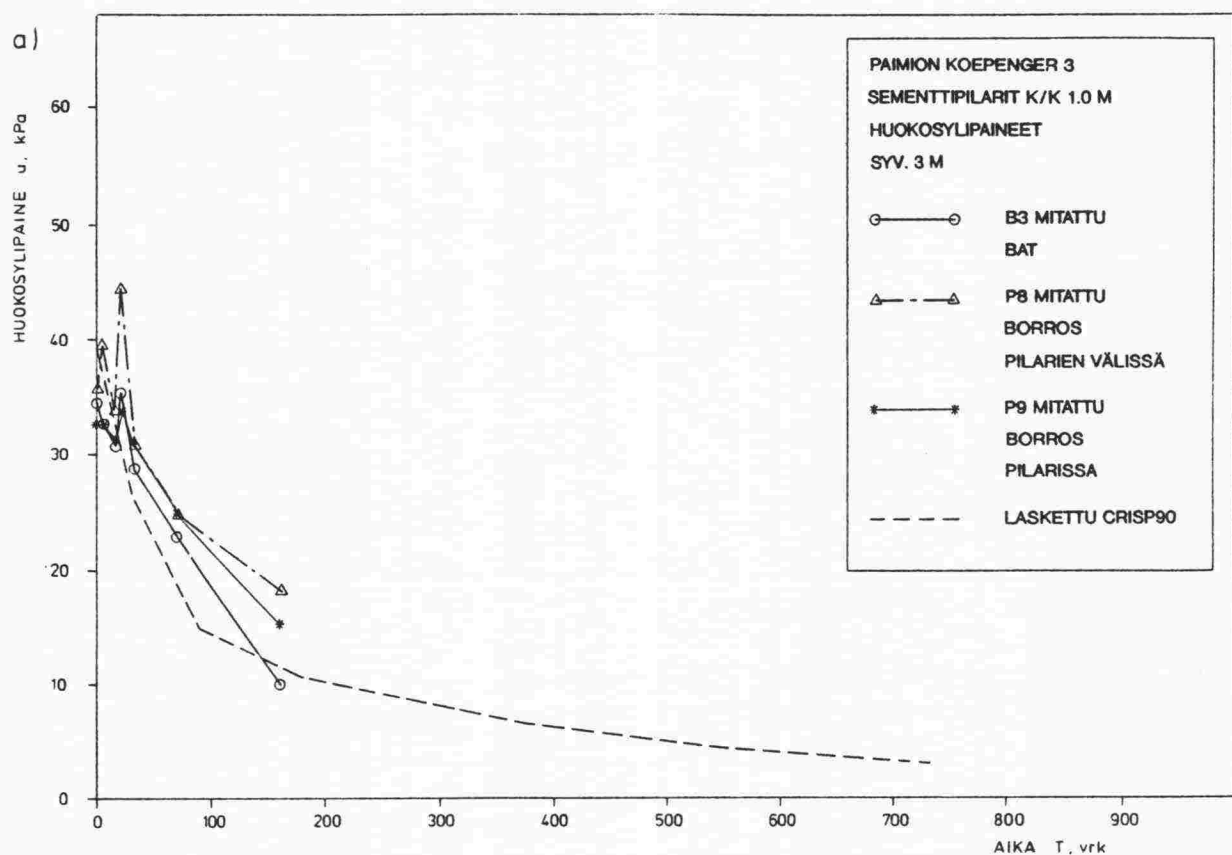
Kuva 4.70: Maanvarainen koepenger. Havaitut ja lasketut huokosylipaineet
a) syvyydellä 3 m, b) syvyydellä 6 m.



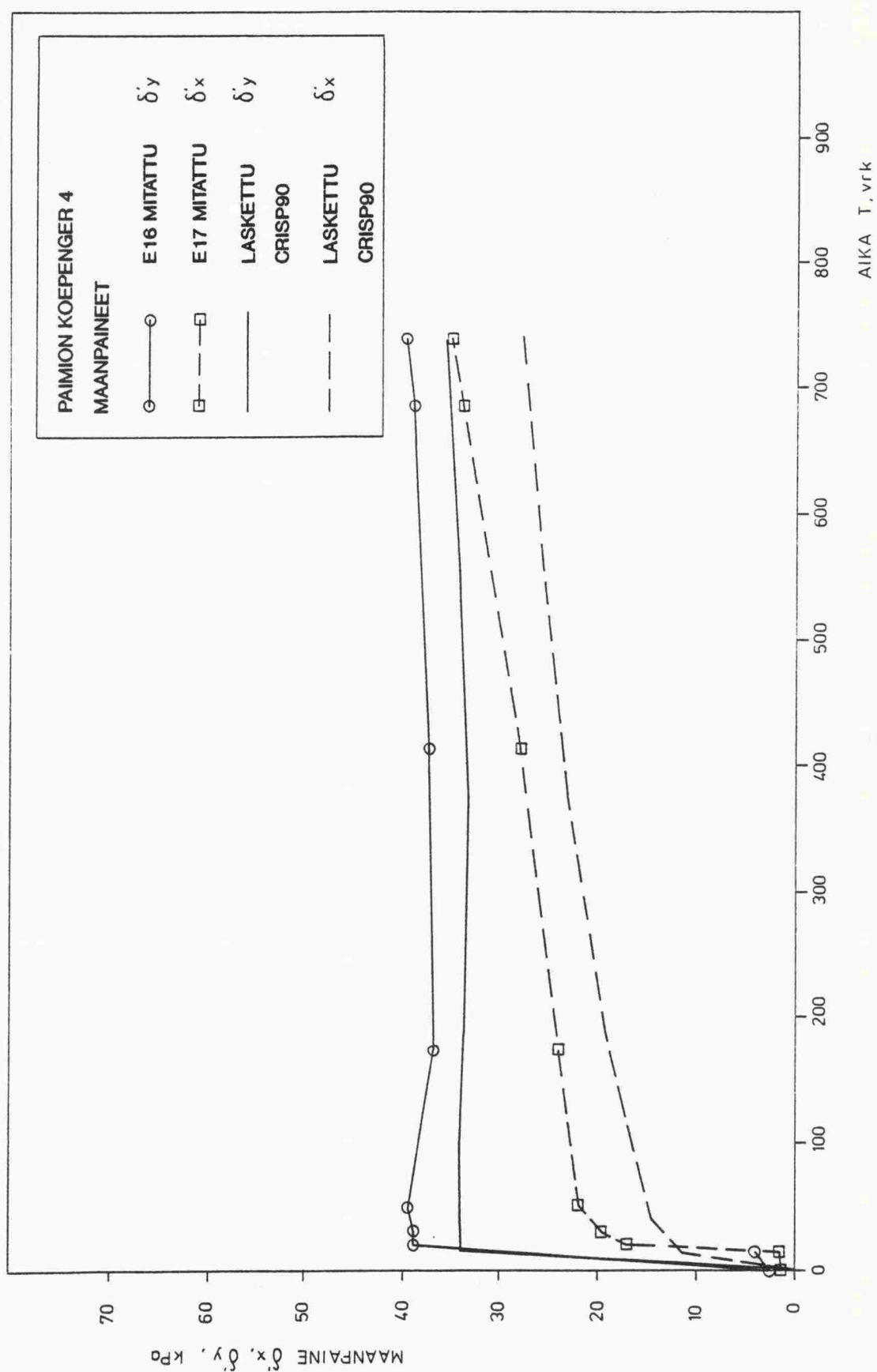
Kuva 4.71: Koepenger 1. Havaitut ja lasketut huokosylipaineet a) syvyydellä 3 m, b) syvyydellä 6 m.



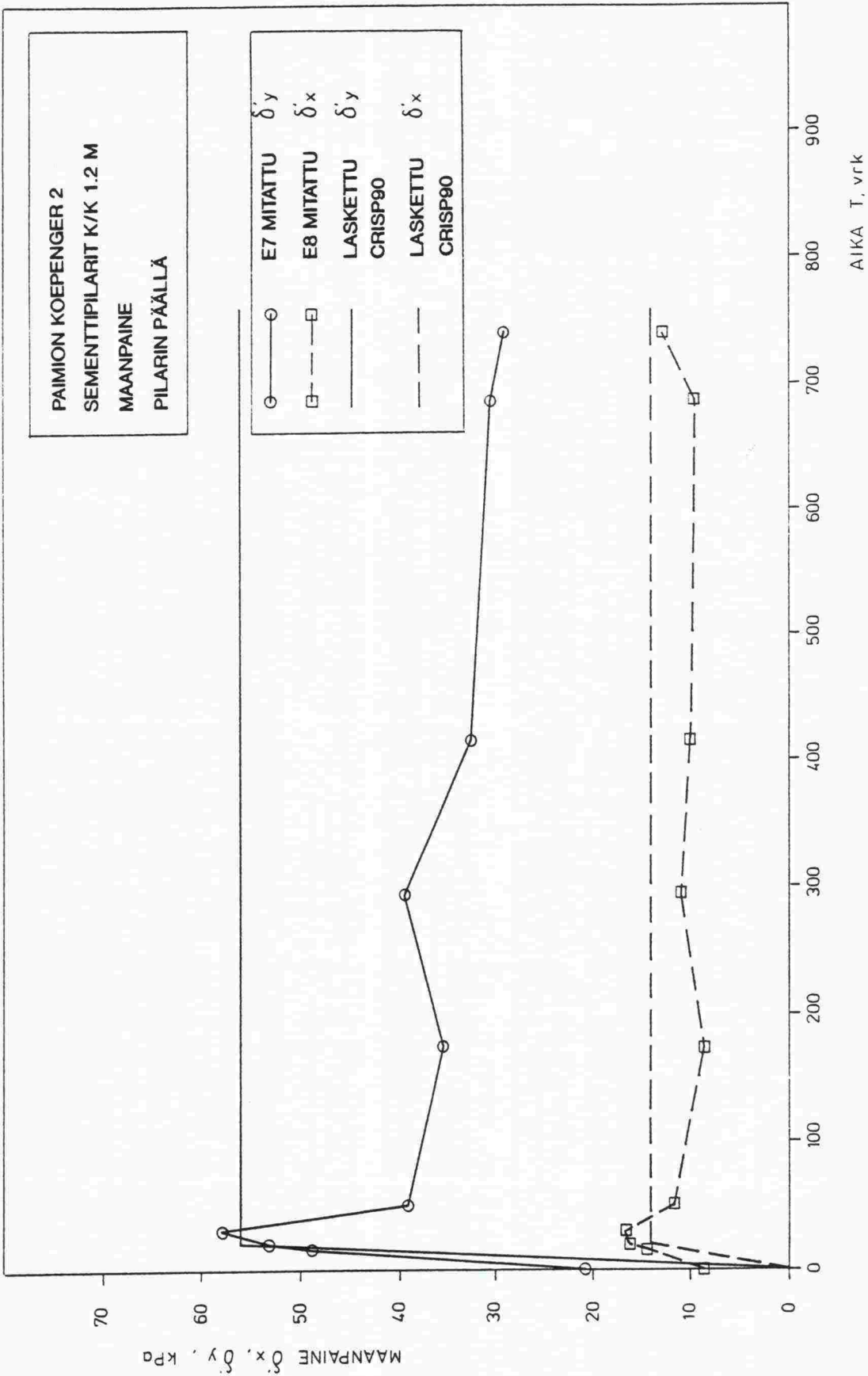
Kuva 4.72: Koepenger 2. Havaitut ja lasketut huokosylipaineet a) syvyydellä 3 m, b) syvyydellä 6 m.



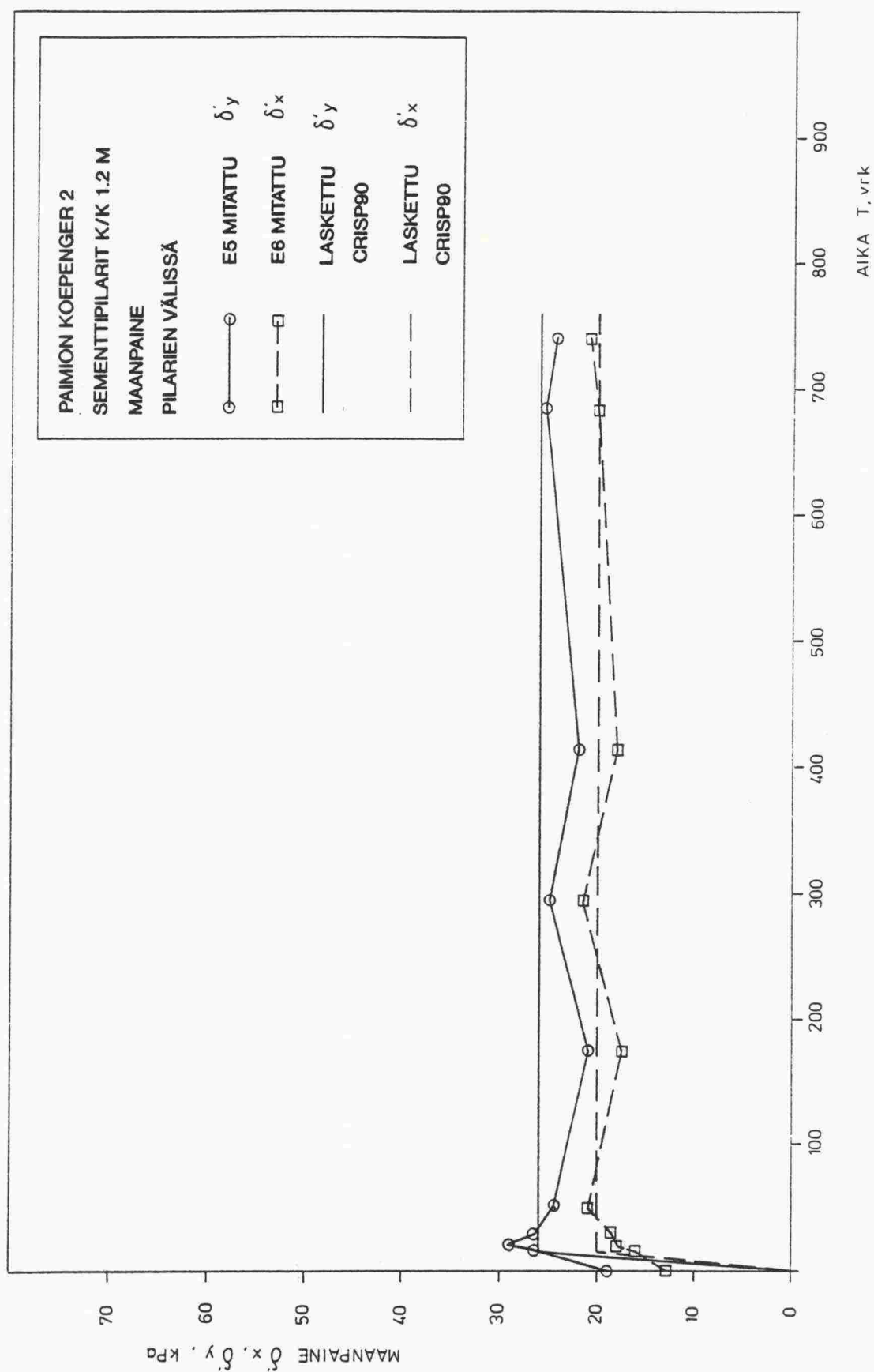
Kuva 4.73: Koepenger 3. Havaitut ja lasketut huokosylipaineet a) syvyydellä 3 m, b) syvyydellä 5.3 m.



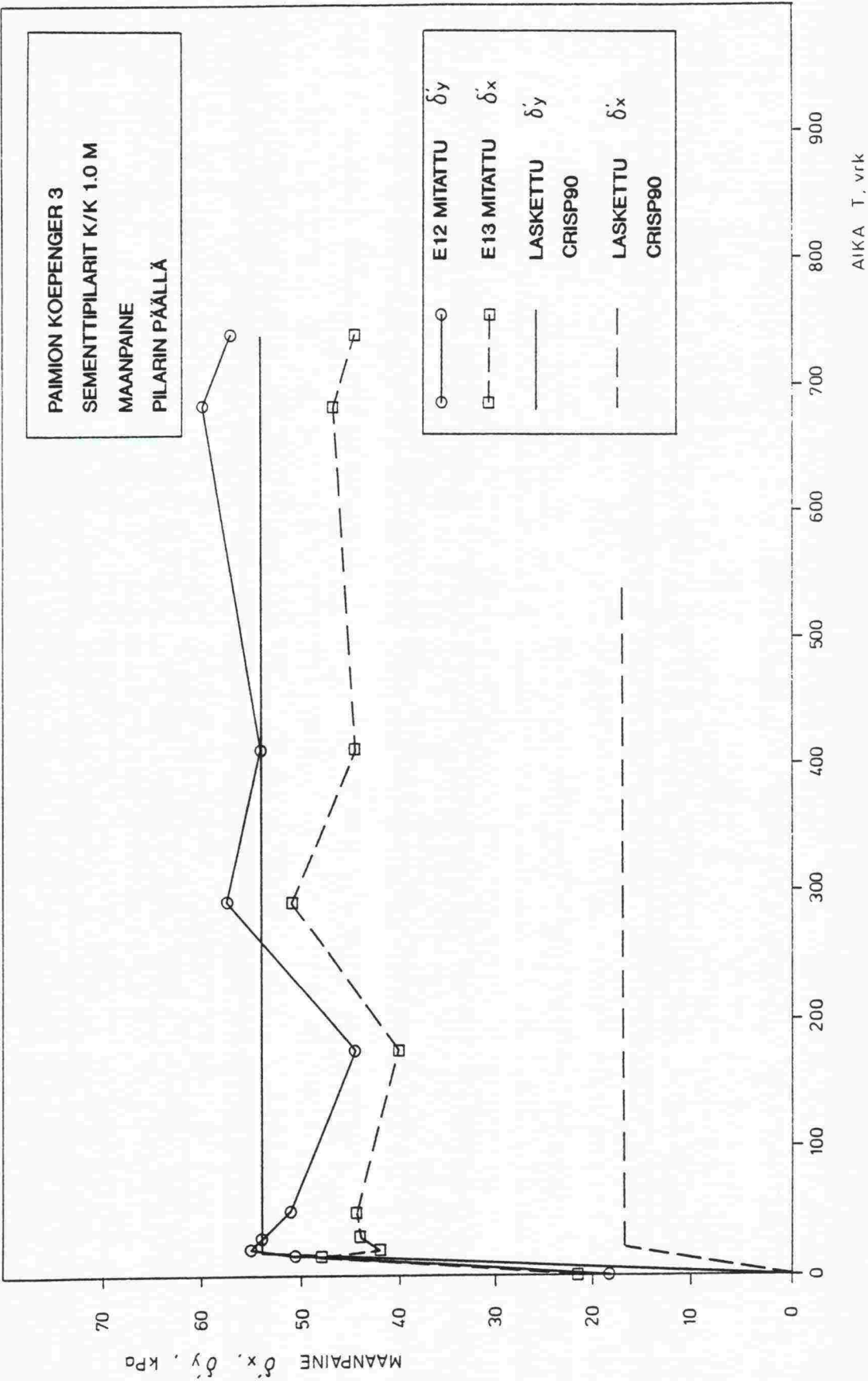
Kuva 4.74: Maanvarainen koepenger. Havaitut ja lasketut maanpaineet penkereen alareunassa.



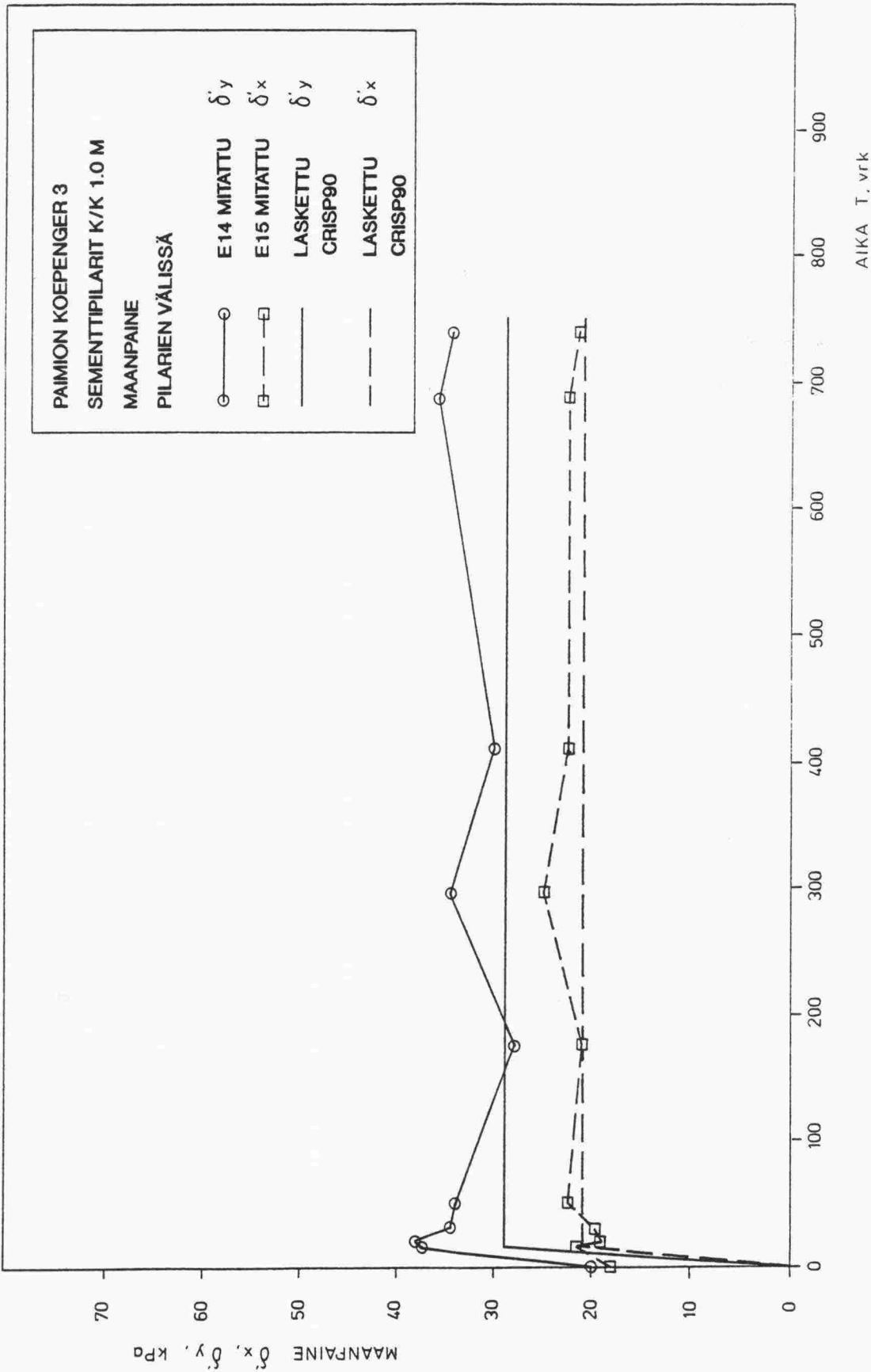
Kuva 4.75: Koepenger 2. Havaitut ja lasketut maanpaineet pilarin päällä.



Kuva 4.76: Koepenger 2. Havaitut ja lasketut maanpaineet pilarien välissä.



Kuva 4.77: Koepenger 3. Havaitut ja lasketut maanpaineet pilarin päällä.



Kuva 4.78: Koepenger 3. Havaitut ja lasketut maanpaineet pilarien välissä.

5 NYKYISEN SUUNNITTELUKÄYTÄNNÖN ARVIOINTI

5.1 Teoreettinen arviointi

Tiepenkereen holvautumisen teoriaa ja nykyistä suunnittelukäytäntöä on esitelty esitelty raportissa "Tiepenkereen holvautuminen, teoreettinen osa, 1990". Raportissa on käsitelty pengerpaalutetulle ja syvästabiloidulle maapohjalle perustetun penkereen holvautumista vaikkakin esitetyt menetelmiä voidaan raportin mukaan käyttää myös muissa holvautumista koskevilla tapauksilla. Pengerpaalutetulle maapohjalle perustetun penkereen holvautumisesta ei raportin valmistumisen jälkeen ole löydetty olennaisesti uutta teoreettista tietoa eikä myöskään kotimaisia koekohteita ole ollut. Tästä syystä eo. raportissa esitetyt pengerpaalutusta koskevat teoreettiset menetelmät ja käytännölliset ohjeet ovat edelleen voimassa. Edelleen tästä syystä tässä luvussa käsitellään ainoastaan syvästabiloidulle maapohjalle perustetun penkereen holvautumista.

Nykyinen syvästabiloinnin geotekninen suunnittelu- ja mitoituskäytäntö on esitelty käsikirjassa "RIL 166 Pohjarakenteet, 1986". Kuorman jakautuminen ja painuman laskenta perustuu käsikirjassa Bromsin ja Bomanin (1977) tutkimuksiin. Painumisnopeuden laskenta on esitetty tehtäväksi analogisesti pystyjojen laskentaa varten kehitetyn teorian avulla (Barron 1948, Hansbo 1981). Suomalainen suunnittelu- ja mitoituskäytäntö on samanlainen kuin Ruotsissakin (Vägverket 1987). Myös Ruotsissa on penkereen painumia alettu laskea tutkimusmielessä elementtimenetelmällä (ohjelma GEOFEM-C, Bentsson et Holm 1990).

Bromsin ja Bomanin teorian mukaan kuorman jakautuminen pilareille ja maapohjaan perustuu equal-settlement-periaatteeseen, jolloin pilareiden ja maapohjan painumat ovat yhtäsuuria. Menetelmän geometrista tulkintaa on hahmoteltu kuvassa 5.1. Seuraavassa on esitelty lyhyesti teorian johtoa.

Kuormien tasapainoehto:

$$qA_m = \sigma_m A_m + \sigma_p A_p \quad (5.1)$$

q	pengerkuorma (kPa)
σ_m	maahan kohdistuva kuormitus (kPa)
σ_p	pilareille kohdistuva kuormitus (kPa)
A_m	maan pinta-ala poikkileikkauksessa (m ²)
A_p	pilarin pinta-ala poikkileikkauksessa (m ²)
A	kokonaispinta-ala (m ²); $A = A_m + A_p$

Equal-settlement-periaate, pilareiden ja maapohjan painumien yhtäsuuruus:

$$S_p = S_m \quad (5.2)$$

$$S_p = \epsilon_p L = S_m = \epsilon_m L$$

S_p	pilareiden painuma
S_m	maan painuma pilareiden välissä
ϵ_p	pilareiden keskimääräinen muodonmuutos
ϵ_m	maan keskimääräinen muodonmuutos pilareiden välissä
L	painuvan kerroksen paksuus, pilarin pituus

Hooken laki:

$$\epsilon_p = \sigma_p / M_p \quad (5.3)$$

$$\epsilon_m = \sigma_m / M_m$$

M_p	pilarin kokoonpuristuvuusmoduuli
M_m	maan kokoonpuristuvuusmoduuli

\Rightarrow

$$\epsilon_p = \epsilon_m$$

$$\sigma_p / M_p = \sigma_m / M_m \quad (5.4)$$

Yhdistetään kaavat (5.1), (5.2), (5.3) ja (5.4) sekä merkitään pilareiden suhteellinen osuus kokonaispinta-alasta $a = A_p / A_m$ ja pilarin ja maan kokoonpuristuvuusmoduulien suhde $m = M_p / M_m$:

$$\sigma_m = q / (1 + a (m - 1)) \quad (5.5)$$

$$\sigma_p = q / (a + (1 - a) / m) \quad (5.6)$$

$$S = q L / (a M_p + (1 - a) M_m) \quad (5.7)$$

S pilareiden ja maan painuma

Pilarikentän painuma voidaan laskea myös pilareiden väliin jäävän maan painumana, kun kuormituksena pidetään maahan kohdistuvaa kuormitusta kaavan (5.5) mukaan. Laskenta voidaan tällöin suorittaa tavanomaisena konsolidaatiopainumalaskentana.

Mikäli pilareille kohdistuva kuorma on pilarien myötökuormaa suurempi, käytetään seuraavaa menettelyä:

Kuormien tasapainoehtoon (5.1) asetetaan pilarikuorman sijaan pilarin myötökuorma σ_y :

$$qA = \sigma_m A_m + \sigma_y A_p \quad (5.8)$$

Maapohjaan kohdistuva kuormitus saadaan tällöin pelkästään kuormien tasapainoehdon avulla (ilman equal-settlement-periaatetta ja Hooken lakia):

$$\sigma_m = (q - \sigma_y a)/(1-a) \quad (5.9)$$

Painuma lasketaan tavanomaisena konsolidatiopainumalaskentana käyttäen kuormana kaavasta (5.9) saatua maahan kohdistuvaa kuormitusta.

Kun pilarijännitykset ovat myötöjännityksiä pienempiä, nykyinen suunnittelukäytäntö perustuu siihen, että pilareiden ja maapohjan painumat ovat yhtä suuria. Tämä periaate on "voimassa" riippumatta pilarivälistä, penkereen geometriasta ja penkereen materiaaliominaisuuksista. Kuten raportissa "Tiepenkereen holvautuminen, teoreettinen osa, 1990" on osoitettu, pengermateriaalin holvautumisella on vaikutusta pilareihin ja maapohjaan kohdistuvan kuorman jakautumisessa ja edelleen painumien kehittämisessä. Merkitys korostuu toisaalta pilarivälin ja toisaalta pilareiden lujuuden tai maapohjan pehmeiden kasvaessa. Vastaavissa tilanteissa tulevat myös korostumaan nykyisen suunnittelukäytännön olettamuksista johtuvat virheet.

Kun pilarijännitykset ovat myötöjännitysten suuruisia, pilarit kantavat nykyisen suunnittelukäytännön mukaan ainoastaan myötökuorman ja kaikki loppu kuormitus siirtyy maapohjan osalle. Tällöin on voimassa ainoastaan kuormien tasapainoehto; equal-settlement-periaatetta ja Hooken lakia ei tarvita. Tästä seuraa, että vaikka maapohjan painuma voidaankin laskea, pilareiden painumat ovat yleisesti ottaen tuntemattomia.

5.2 Vertailu mittaustuloksiin

Ensimmäisessä vaiheessa laskettiin maanvaraisen koepenkereen nro 4 aikapainumakäyttäytyminen maamekaniikan klassillisia teorioita ja tavanomaisia painumaparametreja käyttäen. Kerrosjako ja parametrit noudattelevat Näätäsen (1990) diplomityössään esittämiä sekä CRISP-90 laskelmissa käytettyjä taulukon 5.1 mukaisesti.

Taulukko 5.1: Maakerrokset ja painumalaskentaparametrit.

k	z, m	$\gamma', \text{kN/m}^3$	σ, kPa	m_1	β_1	m_2	$c_v, \text{m}^2/\text{a}$
1	0-1.8	16.2	80	31	0.66	60	5.0
2	-2.7	15.0	80	31	0.66	60	2.5
3	-5.2	6.0	54	7.0	-0.60	92	0.35
4	-8.2	5.0	NK	6.0	-0.60	--	0.19
5	-10.0	5.5	NK	4.0	-0.75	--	0.32

Painumat laskettiin Y-Suunnittelussa kehitetyillä ohjelmilla RAKPA ja KONSOL. Kokonaispainumaksi saatiin penkereen keskellä 452 mm, mikä on selvästi suurempi kuin ohjelmalla CRISP-90 laskettu 50 vuoden painuma 184 mm. Ero selittyy pehmeiden maakerrosten yläpuolella olevien kuivakuori- ja ylikonsolidoitujen kerrosten jännityksiä jakavalla vaikutuksella.

Tämä vaikutus tulee mukaan CRISP-90-laskelmissa mutta ei klassillisella tavalla laskettaessa.

Aika-painumakäyttäytyminen laskettiin Terzaghin yksiulotteista teoriaa käyttäen ohjelmalla KONSOL. Tämä laskenta ei itse asiassa ole enää "klassinen", koska laskelmissa otettiin huomioon mm. kuormitushistoria, kerroksellisuus ja konsolidaatiokerroin kerroksittain sekä normaali- että ylikonsolidoituneella osalla. Laskentatulokset on esitetty kuvassa 5.2. Voidaan havaita, että kahden vuoden painuma on hiukan havaittua suurempi.

Sementtipilareille perustettujen koepenkereiden 1, 2 ja 3 kuormien jakautuminen pilareille ja maapohjalle sekä painumat laskettiin luvussa 5.1 esitettyjä periaatteita noudattaen seuraavasti:

- Tarkasteltiin tilannetta kaksi vuotta rakentamisen jälkeen.
- Maapohjan keskimääräinen kokoonpuristuvuusmoduuli laskettiin maanvaraisen koepenkereen KONSOL-laskennan tuloksen avulla:

$$M_m = \sigma/\epsilon = \sigma L/S = 34 \times 10/0.114 \sim 3000 \text{ kPa}$$

- Pilareiden kokoonpuristuvuusmoduuliksi valittiin $M = 10000 \text{ kPa}$. Valinta perustui levykuormituskokeiden keskimääräisiin tuloksiin.
- Luvussa 5.1 esitettyjen kaavojen (5.5), (5.6) ja (5.7) avulla laskettiin
 - maapohjalle tuleva kuormitus σ_m
 - pilareille tuleva kuormitus σ_p
 - pilareiden painuma S_p (kaava (5.7)).
- Lisäksi pilareiden väliin jäävän maan painuma S_m laskettiin konsolidaatiopainumalaskentana ohjelmalla KONSOL käyttäen kuormituksena maapohjalle tulevaa kuormitusta σ_m .
- Laskelmissa painuvan kerroksen paksuus $L = 10 \text{ m}$ ja pengerkuormina q käytettiin
 - k/k 1.4 m $q = 31.8 \text{ kPa}$
 - k/k 1.2 m $q = 35.5 \text{ kPa}$
 - k/k 1.0 m $q = 39.3 \text{ kPa}$.
- Laskenta- ja mittaustulokset on esitetty taulukossa 5.2.

Taulukko 5.2: Koepenkereiden 1, 2 ja 3 laskenta- ja mittaustulokset

Penger	Laskentatulokset				Mittaustulokset		
k/k,m	σ_m , kPa	σ_p , kPa	S_p , mm	S_m , mm	σ_m , kPa	σ_p , kPa	S , mm
1.4	25.7	86	86	92	34	15	25
1.2	26.8	89	89	94	26	58*	30
1.0	26.8	89	89	95	35	58	30

* huippuarvo

Taulukosta 5.2 voidaan havaita, että nykyisen suunnittelukäytännön mukaan lasketut kuormitusjakautumat ja painumat poikkeavat huomattavasti mitatuista.

Tulosten tarkkuutta voidaan tarkastella kuormien tasapainoehdon (5.1) avulla. Laskentatulokset ovat luonnollisesti tasapainoehdon kannalta tarkkoja koska ko. ehto sisältyy laskentakaavoihin. Mittaustulosten perusteella poikkeamat kokonaiskuormasta ovat penkereessä 1 (k/k 1.4 m) + 1 %, penkereessä 2 (k/k 1.2 m) – 14 % ja penkereessä 3 (k/k 1.0 m) – 1 %.

Koska erityisesti maanpaineiden mittauksissa oli epäonnistumisia, on laskentatuloksia verrattu myös luvussa 4 esitettyihin CRISP-90 -laskelmien tuloksiin, ks. taulukko 5.3.

Taulukko 5.3: Laskentatulosten vertailu CRISP-90 -tulosten kanssa.

Penger	Laskentatulokset				CRISP-90		
k/k,m	σ_m ,kPa	σ_p ,kPa	S_p ,mm	S_m ,mm	σ_m ,kPa	σ_p ,kPa	S ,mm
1.4	25.7	86	86	92	26	75	36
1.2	26.8	89	89	94	28	66	45
1.0	26.8	89	89	95	28	62	46

CRISP-90 -tulokset edustavat tilannetta penkereen ja pilarin sekä penkereen ja maapohjan rajapinnoissa. Geometrisesta mallintamisesta johtuen rajapintojen kohdilta ei ole suoria laskentatuloksia vaan arviot ovat perustuneet pilarien osalta kuvissa 4.38, 4.51 ja 4.64 esitettyyn interpolointiin. Maapohjan osalta on suoritettu vastaava interpolointi vaikkakaan tuloksia ei ole esitetty. Tulokset vastaavat tilannetta 2 vuoden kohdalla.

CRISP-laskelmien tulosten tasapainotarkastelu on tehty ottaen huomioon tasapainoehto (5.1) koko painuvan kerroksen paksuudelta. Näin laskettu virhe kokonaiskuormaan verrattuna on ollut välillä +6 – – 7 %. Virhe aiheutuu lähinnä elementtien ja laskentainkrementtien rajallisesta määrästä.

Taulukosta 5.3 voidaan havaita, että nykyisen suunnittelukäytännön mukaan lasketut painumat ja pilareille tulevat kuormitukset ovat huomattavasti suurempia kuin ohjelmalla CRISP-90 lasketut. Sen sijaan maahan kohdistuva kuormitus on samaa suuruusluokkaa molemmissa laskennoissa.

5.3 Kirjallisuusluettelo

Barron, R.A. 1948. Consolidation of Fine-Grained Soils by Drain Wells. Transaction of the ASCE 1948. No 2346.

Bengtsson, P.-E., Holm, G. 1990. Kalkpelare som drän? Grundläggningsdag 90, SGI.

Broms, V., Boman, P. 1977. Stabilization of soft soil with lime columns. Design Handbook. Royal Institute of Technology. Department of Soil and Rock Mechanics. Stockholm 1977. 62 s.

Hansbo, S. 1981. Consolidation of fine-grained soils by prefabricated drains. X ICSMFE, Stockholm 1981.

Näätänen, A. 1990. Pehmeikölle rakennettavien maanvaraisten tiepenkereiden geotekniset laskelmat. Diplomityö, Teknillinen korkeakoulu, rakennus- ja maanmittaustekniikan osasto, 1990.

RIL 166 Pohjarakenteet. 1986. Helsinki: Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry. 597 s. ISBN 951-758-108-4, ISSN 0356-9403.

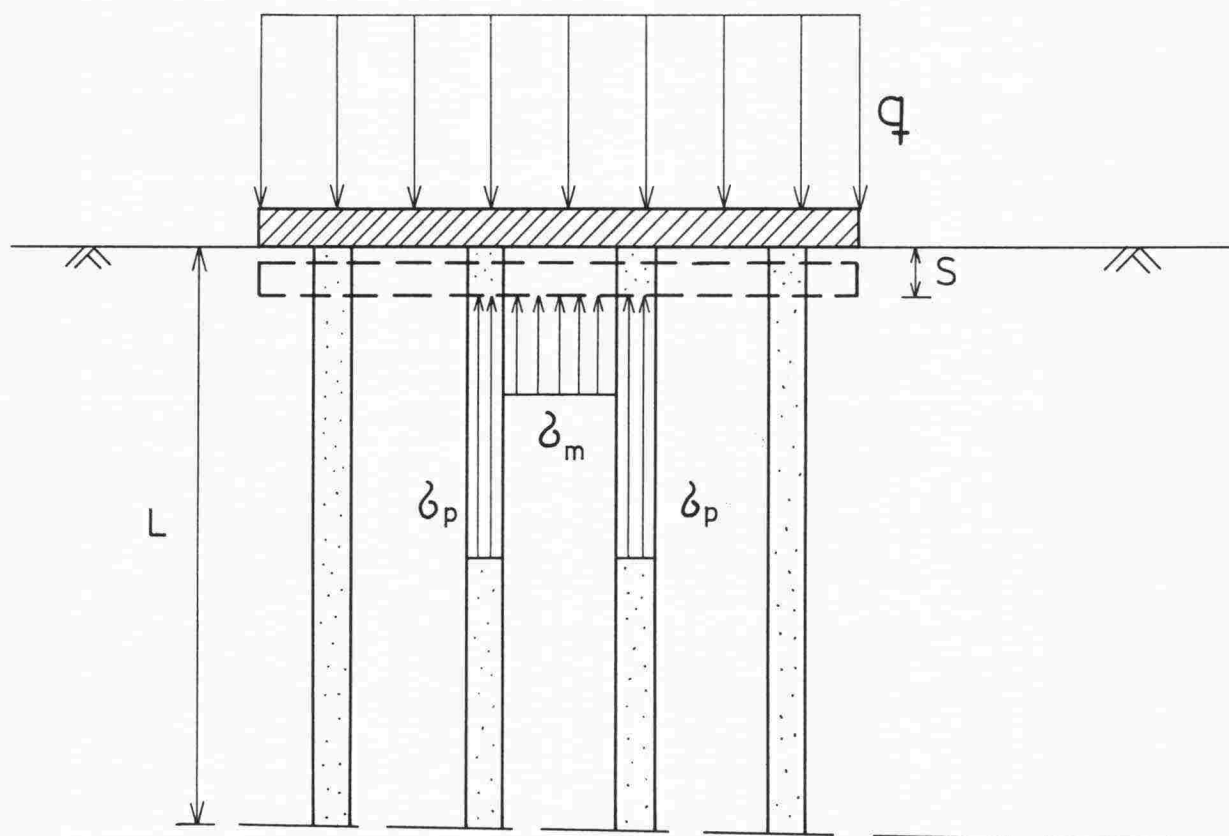
Tielaitos, tiehallitus 1990. Tiepenkereen holvautuminen. Teoreettinen osa. Tielaitoksen selvityksiä 3/1990. Helsinki 1990. 127 s. ISBN 951-47-2-735-5, ISSN 0788-3722, TIEL 703343.

Vägverket, Serviceavdelningen, väg- och brokonstruktion, sektionen för geoteknik. Kalkpelare. Grundförstärkning vid vägbyggnad. 1978. Publ. 1986:72.

5.4 Kuvaluettelo

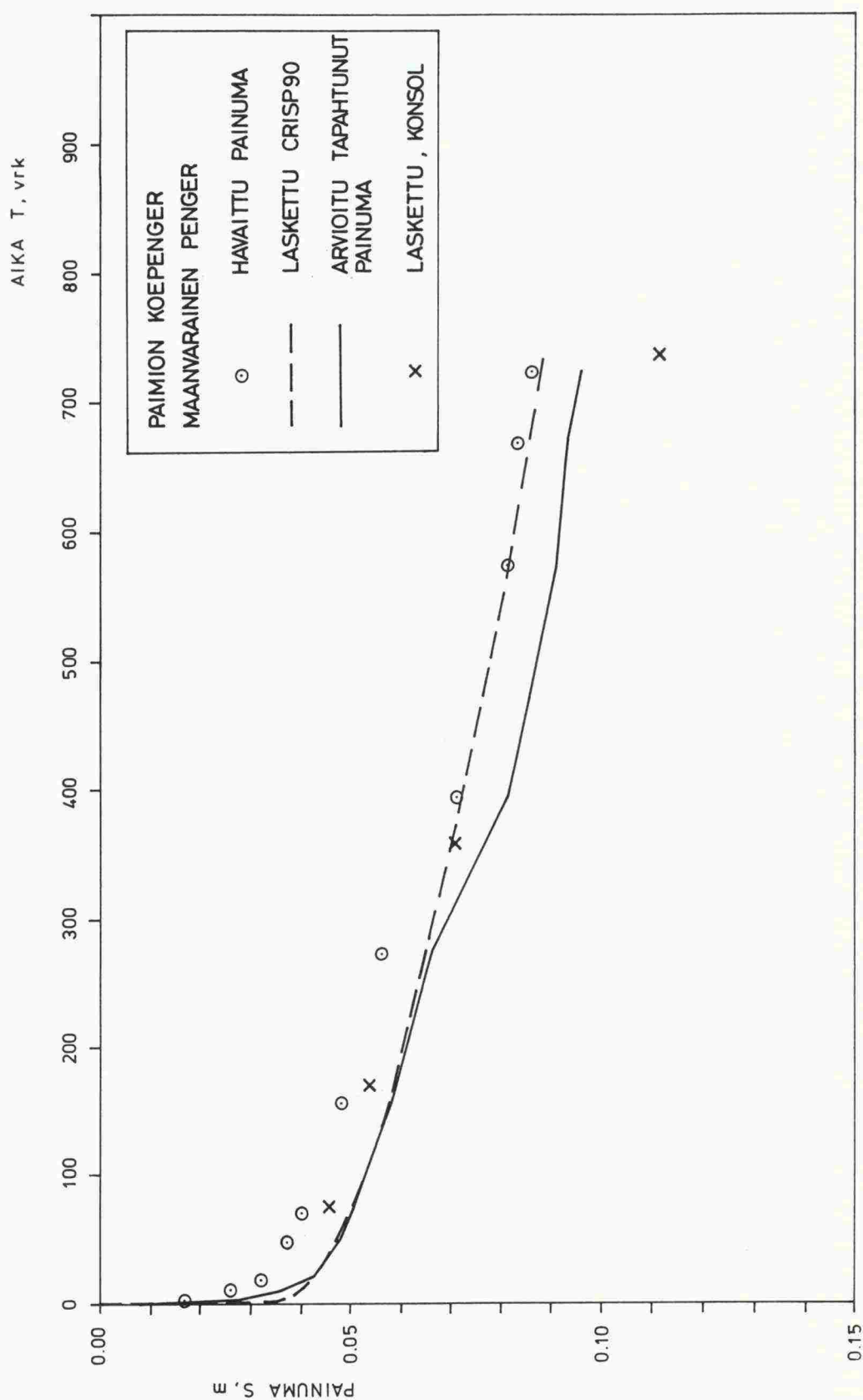
Kuva 5.1: Equal-settlement-periaate.

Kuva 5.2: Ohjelmalla KONSOL lasketut painumat, koepenger 4.



- q pengerkuorma
 δ_m maahan kohdistuva jännitys
 δ_p pilareille kohdistuva jännitys
 L pehmeikön paksuus
 S pilareiden ja maan painuma

Kuva 5.1: Equal-settlement-periaate.



Kuva 5.2: Ohjelmalla KONSOL lasketut painumat, koepenger 4.

6 SUOSITUKSENOMAISET OHJEET

6.1 Pengerpaalutuksen suunnittelu

Pengerpaalutuksen mitoitukseen ja työmenetelmiin on otettu teoreettisen tarkastelun pohjalta kantaa raportissa "Tiepenkereen holvautuminen, teoreettinen osa". Raportin valmistumisen jälkeen ei ole kuitenkaan tehty koekohteita, joissa mitattua ja laskettua käyttäytymistä olisi voitu verrata keskenään. Tästä syystä seuraavassa esitetään vain raportissa tehdyt havainnot.

Mitoitus:

Penkereen holvautumisen, maapohjan painumisominaisuudet ja paalun ja paaluhatun kimmoiset ominaisuudet yhteistoiminnassa huomioon ottava mitoitusmenetelmä perustuu numeerisiin ratkaisutapoihin. Tällä hetkellä marraskuussa 1991 on jo kaupallisesti saatavissa useita tietokoneohjelmia em. yhteistoiminnan laskemiseksi:

-CRISP-90	Cambridge, Englanti
-Z-SOIL.PC2	ZACE SERVICES, Sveitsi
-PLAXIS	Delft, Hollanti
-FLAC	ITASCA, USA

Nykyisen suunnittelukäytännön mukaan laskettujen paalukuormien arvioidaan olevan 5 – 20 % "varmalla puolella".

Korkeiden penkereiden osalta on mahdollista pienentää paaluhattukokoja nykyiseen suunnittelukäytäntöön verrattuna.

Maapohjan kokoonpuristumisella on havaittu olevan aikaisempaa korostetumpi merkitys pengerpaalutuksen onnistumiselle. Mikäli maapohja on hyvin pehmeää, on teknistaloudellisesti edullisempaa käyttää paaluhattujen sijasta paalulaattaa.

Geotekstiilien käytöllä pengerpaalutuksen yhteydessä voidaan varmistaa holvautumisen stabiilius ja/tai pienentää paaluhattukokoja.

Työmenetelmät:

Pengerpaalutusta suunniteltaessa ja rakennettaessa tulisi pitää huolta kuivakuoren säilymisestä.

Penkereen tiivistäminen edistää holvautumisen stabiiliutta ja pienentää maapohjaan vaikuttavia kuormia.

Rakennettaessa tulee pitää huolta, ettei maapohjaa häiritä tarpeettomasti. Pengerrys tulee suorittaa matalaa kerrospengerrystekniikkaa käyttäen.

6.2 Syvästabiloinnin suunnittelu

Mitoitus:

Syvästabiloinnin mitoitukseen liittyvä tärkein epävarmuutta aiheuttava tekijä on pilareiden epähomogeenisuus. Tästä syystä on kyseenalaista, kannattaako kehittyneitä laskentamenetelmiä vielä käyttää syvästabiloinnin rutiinis suunnittelussa. Tutkimusmielessä uusien laskentamenetelmien käyttö on ilmeisen välttämätöntä.

Nykyisin käytössä oleva mitoitusmenetelmä on johdettu kalkkipilarikentän mitoittamista varten ja tällöinkin otaksutaan maapohjan ja pilareiden painuvan yhtä paljon riippumatta penkereen korkeudesta ja materiaaliominaisuuksista. Lisäksi pilareiden otaksutaan toimivan pystyosien tavoin. Nykyisen mitoitusmenetelmän olettamuksista johtuvat virheet korostuvat kaikilla seospilarityypeillä pilarivälin kasvaessa ja pilareiden lujuuden tai maapohjan pehmeuden kasvaessa. Virhe pilarikenttien aika-painumakäyttämisyksissä korostuu taas seospilareiden sementtimäärän kasvaessa (pilareiden vedenläpäisevyyskertoimen pienentyessä). Uusia laskentamenetelmiä voitaisiin käyttää paitsi tarpeelliseen perustutkimukseen myös nykyisen mitoitusmenetelmän kohtuullisen käyttöalueen selvittämiseen ottaen huomioon paitsi geometriset reunaehdot myös pilareiden myötäämisen.

Geotekstiilejä käyttämällä voidaan varmistaa myös syvästabiloinnin yhteydessä penkereen holvautumisen stabiilius.

Työmenetelmät:

Tärkein työmenetelmiin liittyvä seikka on varmistaa pilareiden homogeenisuus. Tämä edellyttää stabilointimenetelmien kehittämistä.

Rakennettaessa tulee pitää huolta, ettei maapohjaa häiritä tarpeettomasti. Pengerrys tulee suorittaa matalaa kerrospengerrystekniikkaa käyttäen.

7 YHTEENVETO

Mittaustulokset:

Painumamittaustulosten perusteella arvioidaan maanvaraisen koepenkereen olevan vielä primaarisessa konsolidaatiovaiheessa. Syvästabiloinnilla vahvistettujen penkereiden painumat linearisoituvat logaritmisessa aika-asteikossa, mikä johtunee pilareiden viskoplastisesta käyttäytymisestä.

Huokosveden ylipaineen muutokset noudattelevat samaa trendiä sekä maanvaraisen että syvästabiloitujen koepenkereiden alapuolisissa savikerroksissa. Tämä osoittanee, että sementtipilareilla ei ole ainakaan merkittävää pystyjoittavaa vaikutusta.

Maanpainemittausten perusteella on havaittu maanvaraisen penkereen vaakasuuntaisen maanpaineen kasvun ajan ja painumien mukana huomattavasti lepopainetta suuremmaksi. Sama ilmiö on todettu myös tietokonesimulaatioiden avulla sekä penkereessä että pienemmässä määrin myös alapuolisissa savikerrostumissa. Havainto tarkoittaa, että konsolidaation edistyessä mobilisoituvat deviatoriset jännitykset ja leikkausjännitykset ovatkin pienempiä kuin on yleisesti otaksuttu, jolloin penkereiden vakavuus paranee konsolidaation edistyessä aikaisemmin arvioitua enemmän.

Syvästabiloitujen koepenkereiden maanpainemittaukset osoittavat pengerkuorman jakautumisen maapohjalle ja pilareille siten että penkereissä tapahtuu holvautumista.

Tietokonesimulaatiot

Tietokonesimulaatiot on suoritettu Cambridgen yliopistosta peräisin olevaa ohjelmaa CRISP-90 käyttäen. Ohjelmasta modifioitiin Y-Suunnittelussa versio VAX-ympäristöä ja omia graafisia tulostusohjelmia varten. Samalla saatiin lisää tehoa ja kapasiteettia myös suuria sovellutuslaskelmia varten.

Laskelmissa käytetyt maakerrosten materiaaliominaisuudet on määritetty Teknillisen korkeakoulun pohjarakennuksen ja maamekaniikan laboratoriossa. Penger materiaalin ominaisuudet on määritetty TIEH:n geopalvelukeskuksessa.

Simulaatioissa käytettiin materiaalimalleina penkereen ja sementtipilareiden osalta Mohr-Coulombin kimmoplastista mallia, kuivakuoren osalta Schofieldin mallia ja pehmeiden savikerrosten osalta kriittisen tilan mallia Modified Cam Clay. Konsolidaatio otettiin huomioon Biotin teorian perusteella. Alkutilaa ja pengertämistä simuloitiin CRISP-90:n oman mallintamistekniikan avulla.

Tietokonesimulaatioiden ja mittaustulosten vertailu on osoittanut, että laskentamallia voidaan käyttää menestyksellisesti sekä maanvaraisten että syvästabiloinnilla vahvistettujen maapenkereiden käyttäytymisen ennustamiseen.

8 PIIRUSTUSLUETTELO

PIIRUSTUS 303559-1.	Sijainti ja tarvittava maa-alue
PIIRUSTUS 303559-2.	Pohjavahvistussuunnitelma, kartta
PIIRUSTUS 303559-3.	Leikkaus pl 22190.00
PIIRUSTUS 303559-4.	Leikkaus pl 22200.00
PIIRUSTUS 303559-5.	Leikkaus pl 22210.00
PIIRUSTUS 303559-6.	Leikkaus pl 22220.00
PIIRUSTUS 303559-7.	Leikkaus pl 22230.00
PIIRUSTUS 303559-8.	Instrumenttien sijainti

TIELAITOKSEN TUTKIMUKSIA

- 1/1991 Keli- ja sääolosuhteiden vaikutus yleisten teiden onnettomuuksiin.
TIEL 3100001
- 1/1992 Suomen matkailutiet. TIEL3100002
- 2/1992 Pääteiden tasoliittymissä tehtyjen toimenpiteiden vaikutukset
onnettomuuksiin. TIEL 3100003
- 3/1992 Viipurin batoliitin eri rapakivityyppien soveltuvuus tienpäälyste-
kiviaineeksi. TIEL 3100004
- 4/1992 Tiepenkereen holvautuminen, loppuraportti. TIEL 3100005

TIELAITOKSEN SELVITYKSIÄ

- 2/1990 Liuskapystyjojakenttien toiminnasta. TIEL 703344
- 3/1990 Tiepenkereen holvautuminen; teoreettinen osa. TIEL 703343
- 18/1991 Pohjaveden suojaus maatiivisteellä tien luiskassa. TIEL 3200017
- 24/1991 Teiden kantavuusvaihtelut 1987-89. TIEL 3200023
- 25/1991 Tiepenkereen kantavuusvaihtelu ja laskennalliset kantavuudet.
TIEL 3200024
- 1/1992 Pystyjojanauhojen laatuvaatimukset; laadunvalvonta ja testaus-
menetelmät. TIEL 3200057
- 31/1992 Pohjaveden maatiivistesuojan tiivistäminen. TIEL 3200086
- 46/1992 Syvästabiloinnin laadunvalvontaohje. TIEL 3200099
- 62/1992 Hienoaineksen vaikutus stabiloidun moreenimurskeen pakkas-
kestävyyteen. TIEL 3200112
- 68/1992 Tien pohja- ja päällysrakenteet -tutkimusohjelma (TPPT),
perussuunnitelma. TIEL 3200118
- 69/1992 Rakennettujen ja perusparannettujen teiden tasaisuus.
TIEL 3200119